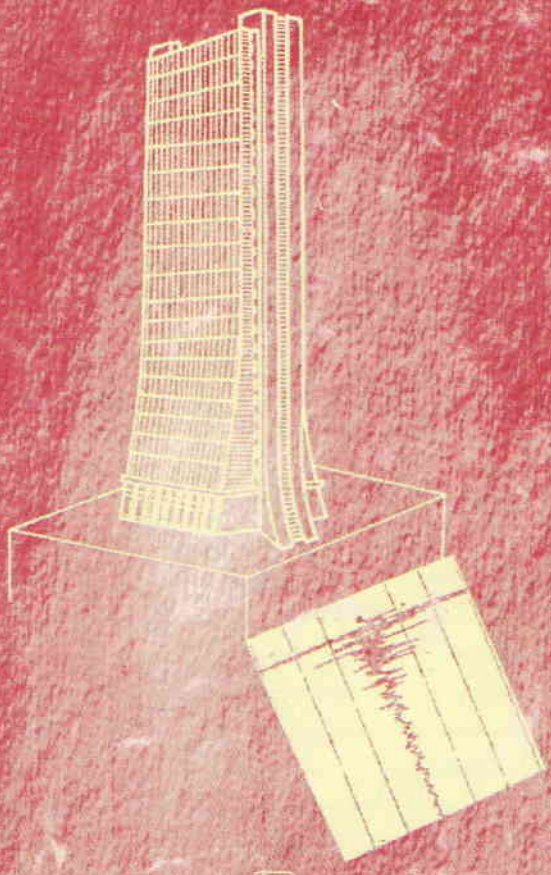
SERIA ȘTIINȚE TEHNICE

IULIU DIMOIU

INGINERIE SEISMICĂ



EDITURA ACADEMIEI ROMÂNE

Copyright © Editura Academiei Române, 1999.
Toate drepturile asupra acestei ediții sunt rezervate editurii.

Adresa: EDITURA ACADEMIEI ROMÂNE
RO-76117, București, România
Calea 13 Septembrie nr. 13, sector 5
Tel.: 040–1–411 90 08, tel./fax: 401–410 34 48
e-mail: edacad@ns.ear.ro

Redactor: PETRE MOCANU
Tehoredactor: SOFIA MORAR
Coperta: CAMELIA BOGOI

Bun de tipar: 18.11.99. Format: 16/70×100.
Coli tipar: 20
C.Z pentru biblioteci mari 624.042.7
C.Z. pentru biblioteci mici 62

ISBN 973–27–0708–9

Imprimat în România

ITAT CU SPRIJINUL AGENȚIEI NAȚIONALE PENTRU ȘTIINȚĂ, TEHNOLOGIE ȘI INOVARE

CUPRINS

Pag.

Cuvânt înainte 11
Prefață 13

Cap. 1. ELEMENTE DE SEISMOLOGIE INGINEREASCĂ 15

1.1. Cauzele cutremurelor 15
1.1.1. Generalități 15
1.1.2. Structura internă a Terrei 15
1.1.3. Falii tectonice și mișcări crustale 16
1.1.4. Mecanismul cutremurelor tectonice 17
1.1.5. Cutremure având alte cauze 18
1.2. Elementele mișcării seismice 18
1.2.1. Focar - unde seismice - viteză de propagare 18
1.2.2. Înregistrarea parametrilor unui cutremur 19
1.3. Intensitate seismică 21
1.4. Zonarea seismică a unui teritoriu 23
1.5. Seismicitatea teritoriului României 24
1.6. Din cutremurele secolului al XX-lea 26

Cap. 2. BAZELE TEORETICE ALE CALCULULUI CONSTRUCȚIILOR LA ACȚIUNI SEISMICE 28

2.1. Generalități 28
2.2. Modelarea dinamică a structurilor 28
2.2.1. Model dinamic - răspuns dinamic 28
2.2.2. Modelul matematic al problemei de dinamica construcțiilor 29
2.2.3. Deformata dinamică a unei structuri 33
2.2.4. Ecuațiile modelului dinamic 34
2.3. Răspunsul seismic al sistemului cu 1 g.l.d 34
2.3.1. Introducere 34
2.3.2. Modelul dinamic 34
2.3.3. Oscilații libere neamortizate 35
2.3.4. Oscilații libere amortizate 36
2.3.5. Răspunsul dinamic al sistemului cu 1 g.l.d. la acțiunea unei mișcări armonice aplicată bazei de rezemare 38
2.3.6. Răspunsul seismic liniar 41
2.3.6.1. Integrala Duhamel 41
2.3.6.2. Răspuns seismic linear în proces biografic 41
2.3.7. Excitație seismică - răspuns seismic 43
2.3.7.1. Excitație seismică 43
2.3.7.2. Răspuns seismic biografic 43
2.3.7.3. Conceptul de răspuns spectral 45
2.3.7.4. Spectrul de răspuns al deplasării, al pseudovitezei și al pseudoaccelerației 45

2.3.7.5. Parametrii spectrelor 49
2.3.8. Spectrul combinat D - V – A 51
2.3.9. Analiza răspunsului spectral pe diagrama logaritmică 53
2.3.10. Spectrul de proiectare în domeniul elastic 56
2.4. Analiza modală a răspunsului seismic al sistemului cu N g.l.d 60
2.4.1. Introducere 60
2.4.2. Moduri proprii de oscilaţie 60
2.4.3. Amortizarea la sisteme cu N g.l.d 66
2.4.4. Amortizare realistă 68
2.4.5. Răspunsul seismic al sistemului cu N g.l.d 71
2.4.5.1. Modelul matematic 71
2.4.5.2. Reducerea numărului g.l.d 71
2.4.5.3. Răspuns seismic prin analiză modală 72
2.4.5.3.1. Răspuns seismic momentan sub forma deplasărilor 72
2.4.5.3.2. Răspuns seismic momentan sub forma forţelor de inerţie 74
2.4.5.4. Răspuns seismic maxim - răspuns spectral 76
2.4.5.5. Reguli de combinare pentru răspunsuri modale 77
2.4.5.6. Interpretarea analizei spectrale 79
2.5. Răspuns seismic prin metoda biografică 80
2.6. Calculul forţelor seismice maxime 83
2.6.1. Metoda directă 83
2.6.2. Metoda indirectă 84
2.6.3. Suprapunerea efectelor modurilor proprii de oscilaţie angajate 86
2.6.4. Din ce mase inerţiale provine încărcarea seismică 87
2.7. Metode inginereşti de determinare a caracteristicilor dinamice ale construcţiilor 88
2.7.1. Importanţa modului fundamental 88
2.7.2. Determinarea aproximativă a elementelor modului fundamental 89
2.7.2.1. Forma întâia de oscilaţie 89
2.7.2.2. Perioada modului fundamental 89
2.7.3. Metoda Holzer pentru aflara modurilor proprii normalizate 94
2.7.3.1. Rigiditate laterală - rigiditate de nivel 94
2.7.3.2. Metoda iterativă Holzer 95
2.8. Tehnica elementului finit în Ingineria seismică 97
2.8.1. Generalităţi 97
2.8.2. Inerţie şi rigiditate la elementul finit liniar 98
2.8.2.1. Introducere 98
2.8.2.2. Matricea de inerţie a elementului finit – grindă 98
2.8.2.3. Matricea de rigiditate a elementului finit – grindă 100
2.8.3. Matricea dinamică de inerţie - matricea dinamică de rigiditate 101
2.8.4. Relaţia inerţie, rigiditate, perioadă naturală 106
2.8.5. Stare de solicitare - răspuns seismic 106
2.8.5.1. Forte axiale - oscilaţii libere 106
2.8.5.2. Stare de solicitare - răspuns seismic 107
2.9. Efectul de torsiune al acţiunii seismice 107
2.9.1. Construcţie parter 107
2.9.2. Efectul de torsiune la clădiri etajate 112

Cap. 3. PARTICIPAREA TERENULUI DE FUNDAŢIE LA RĂSPUNSUL SEISMIC AL CONSTRUCŢIILOR 113
3.1. Comportarea terenurilor la acţiunea seismică 113
3.1.1. Tasarera nisipurilor uscate 113
3.1.2. Lichefierea pământurilor necoezive 114
3.2. Influenţa terenului asupra mişcării seismice 117
3.3. Caracteristicile dinamice ale terenurilor 118
3.3.1. Modulul de forfecare 118
3.3.2. Amortizarea terenurilor 120
3.3.3. Perioada fundamentală 120
3.3.4. Conţinutul de frecvenţă al mişcării seismice 121
3.3.5. Determinări de laborator şi şantier 122
3.4. Proiectarea dinamică a amplasamentelor 123
3.4.1. Amplasamente pe rocă de bază 123
3.4.2. Amplasamente pe roci sedimentare 125
3.5. Seismul în amplasament 127
3.6. Reacţia seismică a sistemelor teren – structuri 129
3.7. Analiza dinamică a sistemelor construcţie – teren 132
3.7.1. Modelarea terenului pentru analiză dinamică 132
3.7.2. Considerarea infrastructurii la evaluarea înălţimii modelului 134
Cap. 4. DUCTILITATEA ÎN CALCULUL SEISMIC AL CONSTRUCŢIILOR 136
4.1. Introducere 136
4.2. Modalităţi de definire a ductilităţii 136
4.3. Diagrama ideală forţă – deplasare elastoplastică 139
4.4. Ecuaţia mişcării sistemului cu 1g.l.d 140
4.5. Efectul curgerii asupra răspunsul seismic 141
4.6. Rezistenţa de curgere şi răspunsul inelastic 143
4.7. Comportarea disipativă a oţelului 144
4.8. Avantajele nodurilor semirigide 147
4.8.1. Clasificarea nodurilor cadrelor din oţel 147
4.8.2. Caracteristica moment – rotire 148
4.8.3. Cadre cu noduri semirigide 150
4.9. Ductilitatea betonului şi a betonului armat 151
4.9.1. Ductilitate de material. 151
4.9.2. Ductilitatea la grinzi din beton armat 152
4.9.3. Ductilitatea la structuri din beton armat 154
4.10. Analiză spectrală în domeniul elastoplastic 155
4.10.1. Coeficient de reducere 155
4.11. Spectre seismice în elastoplastic 158
4.12. Proces biografic în domeniul elastoplastic 158

Cap. 5. NORMAREA ACȚIUNII SEISMICE 164

5.1. Introducere 164

5.2. Norma europeană - Eurocode nr.8 - EC8 166

5.2.1. Principiile de bază ale normării 166
5.2.2. Formele inputului seismic 167
5.2.3. Elementele modelului 167

5.3. Forțe de natură seismică 169

5.3.1. Modelarea mișcării terenului 169
5.3.2. Mișcarea seismică de calcul 170
5.3.3. Spectrul de proiectare 171
5.3.4. Combinarea componentelor acțiunii seismice după EC8 172

5.4. Verificări de siguranță 173

5.5. EC8 - dispoziții adiționale specifice 177

5.5.1. Reguli specifice pentru clădiri din beton armat 179
5.5.2. Clădiri din oțel - concept de proiectare 182

5.6. Normativ P 100 – 92 189

5.6.1. Metode de proiectare 189
5.6.2. Forțe seismice orizontale 190
5.6.3. Încărcări seismice verticale 192
5.6.4. Încărcări seismice pentru elemente neportante 193
5.6.5. Superpoziția efectelor modurilor proprii de oscilație 193
5.6.6. Asocierea încărcării seismice în grupări de încărcări 193

Cap. 6. PROTECȚIA ANTISEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR 195

6.1. Conceptul energetic în răspunsul seismic al structurilor 195

6.2. Protejarea seismică a construcțiilor 196

6.3. Izolarea seismică 197

6.3.1. Fundații cinematice 197
6.3.2. Construcții pe reazeme elastice 199
6.3.3. Sisteme de izolare cu resoarte metalice 199
6.3.4. Sisteme de izolare pe reazeme din cauciuc 200
6.3.5. Sisteme de izolare pe stâlpi pendulari 201
6.3.6. Sisteme combinate de izolare seismică 203

6.4. Disipatori histeretici 204

6.4.1. Disipatori histeretici de tip cilindru – piston 204
6.4.2. Disipatori histretici din oțel 205
6.4.3. Panouri absorbante de energie 206

6.5. Teoria liniară a izolării seismice la bază 207

6.5.1. Introducere 207
6.5.2. Ecuații de mișcare 208
6.5.3. Moduri proprii de oscilație 208
6.5.4. Factori de participare 211
6.5.5. Eficacitatea energetică a zolării la bază 212
6.5.6. Eficacitatea prin amortizare a izolării la bază 213
6.5.7. Răspunsul dinamic la un input armonic 216
6.5.8. Răspuns seismic 217
6.5.9. Modelul cu N grade de libertate dinamică 219

6.6. Proiectarea dispozitivului de izolare la bază 222

6.6.1 Materiale 222
6.6.2 Proprietățile cauciucului pentru izolatori seismici 225
6.6.3. Realizarea și calibrarea izolatorului 226

6.7. Monitorizarea construcțiilor 228

Cap. 7. DEGRADAREA ȘI AVARIEREA CONSTRUCȚIILOR DATORATĂ ACȚIUNII SEISMICE 231

7.1. Fenomenul de degradare 231

7.2. Avarierea elementelor de construcții 233

7.2.1. Avarierea stâlpilor din beton armat 233
7.2.2. Avarierea grinzilor din beton armat 234
7.2.3. Avarierea panourilor din zidărie 236
7.2.4. Avarierea nodurilor 236
7.2.5. Avarierea diafragmelor din beton armat 237
7.2.6. Avarierea zidăriilor 238
7.2.7. Degradări și avarii la elemente din oțel 239

7.3. Comportarea seismică a clădirilor 242

7.3.1. Introducere 242
7.3.2. Comportarea clădirilor din zidărie nearmată 242
7.3.3. Comportarea clădirilor din zidărie armată 243
7.3.4. Comportarea clădirilor din beton armat 244
7.3.4.1. Cadre rezistente la moment încovoietor 244
7.3.4.2. Clădiri din diafragme de beton armat 244
7.3.4.3. Structuri din elemente prefabricate de beton armat 245
7.3.5. Comportarea clădirilor din lemn 246
7.3.5.1. Structuri ușoare din lemn 246
7.3.5.2. Clădiri cu structură din stâlp și grinzi de lemn 246
7.3.6. Clădiri cu schelet din oțel 247
7.3.6.1. Constatări generale 247
7.3.6.2. Cadre din oțel rezistente la moment încovoietor 247
7.3.6.3. Cadre contravântuite 247
7.3.6.4. Structuri ușoare din oțel 248
7.3.6.5. Structuri din oțel cu pereți din beton pentru forfecare 248
7.3.6.6. Cadre din oțel cu pereți de umplutură din zidărie 249

7.4. Avarii la căi de comunicații terestre 249

7.4.1. Introducere 249
7.4.2. Avarii la lucrări de terasamente 250
7.4.3. Avarii la infrastructuri de poduri pe grinzi 251
7.4.4. Avarii specifice suprastructurilor podurilor pe grinzi 253
7.4.5. Avarii ale podurilor pe arce și bolți 254
7.4.6. Avarii la poduri suspendate 254
7.4.7. Avarii și degradări la tuneluri 255

Cap. 8. EVALUAREA CONSTRUCŢIILOR ÎN VEDEREA READAPTĂRII ŞI REABILITĂRII 257

8.1. Introducere 257

8.2. Documentarea 262

8.3. Evaluarea 264

8.3.1. Acţiunea seismică modificată 264
8.3.2. Estimarea caracteristicilor actuale elementelor 265
8.3.3. Rezistenţa modificată a materialelor 265
8.3.4. Coeficienţi parţiali de siguranţă 267

8.4. Tehnici de analiză 267

8.4.1. Analiza lineară 267
8.4.2. Analiza neliniară 268
8.4.3. Aprecierea rezultatelor 270

8.5. Evaluarea siguranţei globale 270

8.6. Măsuri imediate post cutremur 272

8.7. Criteriile politicii de intervenţie 272

8.8. Tipuri de intervenţie 273

8.9. Proiectarea reparării şi/sau consolidării 273

8.10. Asigurarea calităţii intervenţiei 274

8.11. Evaluarea nivelului de protecţie al construcţiilor existente în vederea reducerii riscului seismic conform Normativului P 100-92 274

Cap. 9. CONSOLIDĂRI 278

9.1. Consolidarea unor elemente din beton armat 278

9.1.1. Introducere 278
9.1.2. Consolidări locale 278
9.1.3. Consolidarea grinzilor 279
9.1.4. Consolidarea stâlpilor 281
9.1.5. Consolidări la planşee 283
9.1.6. Consolidarea diafragmelor 284

9.2. Consolidarea zidăriilor 285

9.2.1. Zidării portante 285
9.2.2. Refacerea zidăriilor neportante 287

9.3. Consolidarea globală 288

9.4. Consolidări la fundaţii 289

BIBLIOGRAFIE 314

SUMMARY 317

CONTENTS 319

CUVÂNT ÎNAINTE

Preocupările în domeniul ingineriei seismice sunt necesare,continue şi tot mai susţinute, având în vedere seismicitatea ridicată a teritoriului României, complexitatea fenomenului şi dificultăţile în obţinerea unui răspuns seismic realist al construcţiilor. În domeniul lucrărilor inginereşti, aceste preocupări au o veche tradiţie, care adaugă noi achiziţii, rezultate din eforturile inteligenţei româneşti şi internaţionale.

Caracteristica prezentei lucrări este abordarea ştiinţifică a problematicii, investigarea ei cu noile metode contemporane şi formularea concluziilor cu aplicabilitate directă. Un loc aparte îl ocupă modelarea ansamblului clădire, clădire-teren cu valorificarea rezervelor de absorbţie energetică şi capacitate portantă. Folosirea tehnicii elementului finit şi de margină, a ductilităţii materialelor este pertinentă cu abordarea modernă a procesului biografic. Lucrarea se evidenţiază prin prezentarea elementelor relevante ale eurocodului EC8, pe baza căruia s-au redactat deja norme în câteva ţări.

Protejarea lucrărilor inginereşti de efectele devastatoare ale cutremurelor, practicată pe alte meridiane, este ilustrată tehnic şi justificată prin modelare analitică tocmai cu scopul de a stimula proiectarea şi execuţia să adopte asemenea soluţii.

Comportarea la cutremur a construcţiilor, principalele avarii înregistrate, evaluarea capacităţii portante reziduale a elementelor de construcţii şi soluţii de consolidare constituie capitole distincte ale lucrării, care îi conferă un caracter complet şi unitar.

Cele arătate mă îndreptăţesc să consider că lucrearea aduce contribuţii relevante în domeniul proiectării şi execuţiei lucrării de construcţie, de aceea o recomand inginerilor şi arhitecţilor. Pentru tânăra generaţie a studenţilor din facultăţiile de arhitectură şi construcţii, lucrarea de faţă este de un real folos.

Academician DAN MATEESCU

PREFAȚĂ

Lucrarea de față își propune să constituie un ajutor pentru inginerii constructori în opera lor de realizare a construcțiilor rezistente la cutremur. Principalele obiective urmărite sunt: prezentarea aspectelor riscului seismic, evaluarea tehnicilor de proiectare și reproiectare, furnizarea unor elemente de protecție seismică, sugestii de consolidare a principalelor părți de construcții avariate.

Organizarea lucrării pe capitole și titluri ca și succesiunea acestora, are menirea să asigure o expunere unitară și sistematizată a principalelor aspecte ale ingineriei seismice, având în vedere că activitatea de proiectare cuprinde atât calcule inginerești, cât și concepția și alcătuirea elementelor și a detaliilor.

Capitolul 1, intitulat: *Elemente de seismologie inginerească*, constituie o introducere în baza de date pe care o furnizează construcțiilor știința și practica seismologiei: cauzele cutremurelor, înregistrări seismice, intensitate și zonare ș.a..

Capitolul al 2-lea are un pronunțat caracter teoretic, cuprinzând modelarea construcțiilor și obținerea răspunsului seismic prin analiză modal-spectrală și proces biografic. Modelarea cât mai fidelă cu realitatea a cauzei și obiectului cutremurelor este scopul major al dezvoltărilor din acest capitol denumit: *Bazele teoretice ale calculului construcțiilor la acțiunea seismică.*

Ingineria seismică abordează fenomenul reacției construcțiilor în corelare cu terenul de fundații care poate avea o influență hotărâtoare. Proprietățiile dinamice ale terenurilor, comportarea lor pe durata cutremurului, cooperarea cu suprastructura constituie materialul capitolului al 3-lea intitulat: *Participarea terenului de fundații la răspunsul seismic al construcțiilor.*

Literatura de specialitate și normele de proiectare utilizează frecvent noțiunile de ductilitate, energie disipată, rezerve structurale etc. Capitolul al 4-lea: *Ductilitatea în calculul seismc*, pune în evidență efectul comportării ductile a elementelor de construcții în reducerea efectelor distructive ale cutremurelor.

Normarea acțiunii seismice este titlul capitolului al 5-lea, în care sunt ilustrate prevederile modernei norme europene EC8, ca și principalele secțiuni ale Normativului românesc P100-92.

O dezvoltare deosebită se acordă protecției seismice a lucrărilor inginerești, care folosesc diferite sisteme de izolare seismică, practicate cu succes în diferite țări ale lumii. În acest sens, capitolul 6: *Protecția antiseismică a construcțiilor*,

prezintă elemente constructive inserate în scheletul portant sau la nivelul fundațiilor care se activează pe durata cutremurului și reduc efectul forțelor seismice. Modelarea analitică servește ca argument convingător al avantajelor oferite de aceste sisteme.

Capitolul al 7-lea, *Degradarea și avarierea construcțiilor datorită acțiunii seismice*, se poate numi „din greșeli să învățăm". Analiza avariilor după cutremure poate conduce la cele mai eficiente concluzii privind conformarea și alcătuirea elementelor și a detaliilor construcțiilor rezistente la cutremur.

Materialul capitolului al 8-lea este de o actualitate permanentă deoarece se preferă consolidarea sau repararea construcțiilor în schimbul demolării lor. Pentru aceasta este necesară evaloarea capacității portante reziduale a principalelor elemente de rezistență la viitoarele mișcări telurice. Tehnica evaluării construcțiilor avariate de cutremur constituie scopul acestui capitol.

Capitolul 9, intitulat: *Consolidări*, oferă sugestii grafice de reparații și consolidări la principalele elemente de rezistență ale unor structuri de construcții.

În lucrarea de față, autorul a încercat să aducă cititorului cunoștințe care se condiționează și completează reciproc, fără a avea pretenția de a fi epuizat aspectele atât de diversificare în domeniul construcțiilor, pe durata existenței speciei umane.

AUTORUL

Capitolul 1

ELEMENTE DE SEISMOLOGIE INGINEREASCĂ

1.1. CAUZELE CUTREMURELOR

1.1.1. GENERALITĂȚI

Cutremurele de pământ sunt fenomene geologice naturale complexe, care se exteriorizează prin mișcări dezordonate ale scoarței terestre. Această mișcare cu o durată relativ scurtă, are variații rapide ale direcției, vitezei și accelerației. Cutremurele pot afecta regiuni întinse și pot avea consecințe nefaste prin pierderi materiale și de vieți omenești.

Seismologia, ca ramură a geofizicii, are ca obiectiv elaborarea unei teorii unitare privind mecanismul de declanșare al cutremurelor, modul de propagare al undelor, efectul asupra construcțiilor, oamenilor și mediului înconjurător. Seismologia studiază generarea, propagarea și înregistrarea undelor seismice ca și procesele fizice care se desfășoară la locul de declanșare al cutremurului. Prin seismologia inginerească se înțelege acea parte a seismologiei care, studiind cauzele cutremurelor, transferă asupra construcțiilor influența parametrilor mișcării seismice. Principala preocupare a seismologiei inginerești constă în estimarea conținutului de frecvență, a duratei, a variabilității spațiale a celor mai distructive mișcări seismice. Predicția mișcării seismice într-un amplasament este preocuparea modernă a seismologiei inginerești.

Studiul sistematic, pe baze teoretice și instrumentale, al cutremurelor de pământ, a permis acumularea de observații detaliate care au făcut posibilă închegarea acestei discipline în strânsă legătură cu altă disciplină denumită inginerie seismică.

Ingineria seismică, este una din cele mai importante părți ale dinamicii construcțiilor, al cărui prim obiectiv constă în analiza comportării construcțiilor la acțiuni seismice. Bazându-se pe elementele furnizate de seismologie, ingineria seismică stabilește principiile și metodele de proiectare ale structurilor la încărcările cauzate de seisme, conformarea antiseismică și măsurile constructive de protejare antiseismică a construcțiilor.

La întrebarea «de ce se cutremură pământul?» răspunde teoria plăcilor tectonice care valorifică cunoştinţe contemporane despre structura internă a Terrei.

1.1.2. STRUCTURA INTERNĂ A TERREI

Globul pământesc sau Terra este un corp de forma unei sfere, turtită la cei doi poli, cu o rază medie de 6370 km, fig. 1.1. Potrivit aserţiunii geofizicienilor, Terra este alcătuită din învelişuri concentrice cu compoziţie şi proprietăţi diferite. Limita de separaţie a două învelişuri se numeşte suprafaţă de discontinuitate. Zona centrală a Terrei, **nucleul** , este de forma unei sfere cu raza de 3500 km din material incandescent (4000–4500 °C) şi greu (densitatea 97–123 N/cm^3). Deasupra nucleului, se găseşte **mantaua** de grosime 2900 km bogată în Siliciu şi Magneziu, în stare păstos - vâscoasă (temperatura 1600–2000 °C, densitatea 33–57 N/cm^3). **Scoarţa** exterioară sau litosfera îmbracă globul pe o grosime de 40 – 60 km. Ea este constituită dintr-un amestec de roci eruptive, cristaline şi roci sedimentare, bogate în Siliciu şi Aluminiu. Scoarţa cuprinde continentele, fundurile de mări şi oceane, insule şi peninsule. Sub fundul mărilor şi oceanelor, scoarţa este alcătuită din roci bazaltice în grosime de circa 5 km. În zona continentală, litosfera este compusă din două straturi: cel de la exterior, de natură granitică şi cel din interior de natură bazaltică, având o grosime de circa 30–40 km. Mantaua fiind un mediu vâscos, continentele suferă diverse deformaţii şi deplasări ca urmare a schimbărilor în distribuţia încărcărilor la suprafaţa lor sau a unor frământări în interiorul mantalei. În acest sens se menţionează cunoscuta mişcare «deriva continentelor» care susţine afirmaţia.

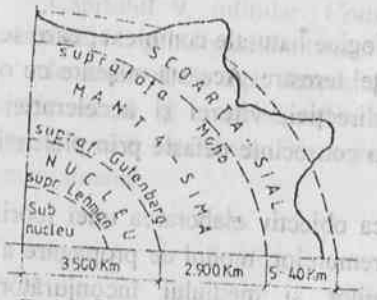


Fig 1.1. Structura internă a Terrei.

Suprafeţele de discontinuitate delimitează zone în care viteza de propagare a undelor seismice schimbă mărimea, astfel, s-a identificat suprafaţa Moho între scoarţă şi manta, respectiv suprafaţa Gutenberg, între nucleu şi subnucleu. Nucleul terestru refuză transmiterea undelor seismice transversale. Viteza medie a undelor longitudinale în manta este de 8,2 km/s. La suprafaţa Moho viteza undelor longitudinale creşte brusc de la 6,3 km/s la 7,8 km/s, iar a undelor transversale de la 3,7 km/s la 4,4 km/s. În roca granitică a scoarţei, viteza undelor longitudinale este de circa 6 km/s, iar în roca bazaltică de 6,7 km/s.

1.1.3. FALII TECTONICE ŞI MIŞCĂRI CRUSTALE

Activitatea intermitentă a vulcanilor, cutremurele, apariţia şi dispariţia unor insule, formarea lanţurilor muntoase submarine, modificarea continuă a tranşeelor abisale reprezintă dovezi certe ale activităţii interne a Terrei. Forţele care determină aceste transformări îşi au originea numai în interiorul pământului.

În conformitate cu teoria curenţilor de convecţie, diferenţele de densitate şi temperatură din interiorul mantalei cauzează o circulaţie de material fierbinte mai puţin dens către suprafaţa Terrei, unde se împrăştie lateral şi se răceşte. Acest material răcit şi mai dens, coboară către interiorul planetei. Circulaţia convectivă transportă pelicula superioară solidă a mantalei din regiunile fierbinţi, în ridicare, către regiunile mai reci în scufundare. Astfel, anumite funduri de oceane au fost antrenate în mişcarea de coborâre a curenţilor de convecţie dând naştere la fosele adânci ale oceanelor din ziua de astăzi. Fosele oceanice localizează activitatea vulcanică şi seismică. Sub fose la o adâncime de circa 80 km, se găsesc focarele cutremurelor înregistrate în aceste zone. Regiunea superioară a mantalei antrenată convectiv către interiorul Terrei, este supusă unor procese de compresiune, încovoiere.

În urma acţiunilor «de organism viu» al Terrei, plăcile tectonice sunt într-o continuă mişcare relativă. La contactul dintre ele, se concentrează focarele cutremurelor de pământ cunoscute sub numele de centuri seismice. Sunt cunoscute cele două centuri seismice ale Terrei: **Centura Pacificului** care cuprinde Noua Zeelandă, India, China, peninsula Sahalin, Alaska, arhipelagul Nipon şi **Centura** munţii Himalaia, peninsula Arabică, munţii Caucaz, Turcia, peninsula Balcanică, Italia, Sudul Franţei.

Fig. 1.2. Fenomenul de subducţie.

1.1.4. MECANISMUL CUTREMURELOR TECTONICE

Mişcarea relativă a plăcilor tectonice în zonele de frontieră, face ca marginile plăcii inferioare să manifeste tendinţa de coborâre pe planuri înclinate spre interiorul pământului, fig.1.3. Acest fenomen se cunoaşte sub numele de **subducţie**. Cât timp forţa de frecare de la contactul dintre plăci nu depăşeşte o anumită valoare, deplasarea relativă dintre plăci este împiedicată. În zonă se acumulează o cantitate imensă de energie potenţială de deformaţie. Dacă este atinsă capacitatea limită de acumulare a energiei de deformaţie se produce o rupere a materialului care alcătuieşte plăcile. De asemenea, se poate produce o alunecare în lungul suprafeţei de contact la depăşirea forţei de frecare. Şi într-un caz şi în celălalt, are loc o **eliberare bruscă** a unei mari cantităţi de energie de deformaţie. Această energie, se transformă instantaneu în energie cinetică care se propagă prin unde seismice în toate direcţiile. Aşadar, cutremurarea pământului corespunde unei vibraţii a solului provocată de eliberarea bruscă a energiei de deformaţie acumulată într-o crustă terestră sau într-un strat subadiacent. Cutremurele rezultă dintr-o lunecare însoţită de o rupere prin forfecare care se produce în falie. În principal,

UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI
BIBLIOTECA

cutremurul este un proces mecanic iar, pe o durată scurtă, pământul se comportă elastic. Undele seismice sunt unde liniar elastice care se propagă într-un mediu foarte complex, neomogen, disipativ şi precomprimat. O aproximare a acestui fenomen constă în a considera că rocile se comportă ca un material elastic şi că seismele sunt produse prin relaxarea bruscă a eforturilor unui plan de falie printr-o glisare. Se trece de la o primă stare de echilibru a unor eforturi importante la o a doua stare, după glisare, când aceste eforturi au dispărut parţial sau total. Ruptura încetează de a se propaga când energia potenţială de deformaţie este epuizată. Falia astfel creată taie terenul fără a ţine seama de morfologia superficială şi constituie o suprafaţă mai puţin rezistentă. Dacă deformaţiile continuă în aceeaşi regiune, se produce o nouă ruptură. Această falie reactivată este cauza mai frecventă a cutremurelor decât formarea unei falii noi.

1.1.5. CUTREMURE AVÂND ALTE CAUZE

Căderea unor meteoriţi pe Terra poate avea drept consecinţă cutremure locale. Se menţionează cutremurul siberian de la începutul acestui secol din vecinătatea localităţii siberiene Tunguska.

Activitatea vulcanică pe Terra este însoţită de cutremure locale. Acestea sunt declanşate ori de câte ori materialul solid din coşul vulcanului cade pe vatra acestuia. Centurile vulcanice ale Terrei sunt însoţite de centuri seismice.

Prăbuşirea tavanelor unor peşteri sau a unor excavaţii miniere, generează cutremure locale.

Prin activitatea sa, omul poate cauza creşterea activităţii seismice în anumite arii. Astfel, s-a constatat creşterea numărului şi a intensităţii seismice a unor amplasamente vecine cu lacuri de acumulare având baraje înalte. De asemenea, efectuarea unor injecţii subterane cu lichide sub presiune a motivat seismicitatea crescută a zonei respective.

1.2. ELEMENTELE MIŞCĂRII SEISMICE

1.2.1. FOCAR – UNDE SEISMICE – VITEZĂ DE PROPAGARE

Locul din interiorul pământului unde se produce destinderea elastică, constituie **focarul** sau **hipocentru.** Proiecţia, pe suprafaţa pământului pe direcţia razei, a hipocentrului, se numeşte **epicentru,** fig.1.3. Adâncimea focarului este variabilă. Din acest punct de vedere, cutremurele se clasifică în:

1. **cutremure de suprafaţă** cu o adâncime a focarului între 5–60 km, cu o frecvenţă ridicată de a se produce, cu o zonă de manifestare relativ restrânsă şi un efect distrugător mai puţin pronunţat.

2. **cutremure de adâncime medie**, adâncimea focarului 60–300 km, cu o zonă de manifestare mai întinsă, cu o perioada de revenire caracteristică fiecărui focar;

3. **cutremure de mare adâncime**, având focarul la adâncimi mai mari de 300 km.

Energia eliberată la producerea unui cutremur se propagă în toate direcţiile sub formă de unde. Aceste unde cauzează mişcarea dezordonată a scoarţei terestre. În seismologie se diferenţiază două tipuri de unde: **unde seismice de adâncime** şi **unde seismice de suprafaţă.** Undele de adâncime pot fi unde longitudinale (primare) P şi unde transversale (secundare) S, fig. 1.3. Undele primare constau dintr-o succesiune de dilatări şi comprimări cu viteza de propagare în funcţie de natura terenului pe care îl parcurg - tabelul 1.1

Tabelul 1.1

Viteza undelor primare prin diferite roci

Roca	Vp (km/s)	Roca	Vp (km/s)
Apă	1,4-1,6	Cretă	1,8-3,5
Gheaţă	3,1-4,2	Calcar cretat	1,6-3,0
Sol vegetal	0,2-0,7	Calcar compact	3,0-6,0
Loess	0,3-0,4	Sare gemă	4,2-5,5
Nisip uscat	0,1-0,8	Gips	4,5-6,5
Nisip umed	0,2-1,8	Granit	4,0-6,0
Argilă	1,2-2,5	Bazalt	4,5-6,0
Marnă	2,0-3,5	Diabaz	5,8-6,6
Gresie afânată	1,5-2,5	Tuf vulcanic	2,0-2,2
Gresie compactă	1,8-4,0	Roci metamorfice	4,5-6,8
Şisturi argiloase	2,7-4,8	Cărbune	1,6-1,9

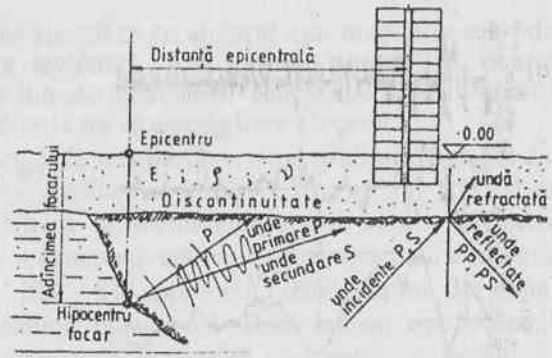


Fig. 1.3. Unde seismice de adâncime.

Undele secundare, perpendiculare pe undele primare, parcurg mediul cu o viteză V_s mult mai mică, $V_p/V_s = 1{,}67–1{,}73$. Undele de adâncime parcurg medii cu proprietăţi mecanice diferite, având reflexii şi refracţii multiple. Astfel o undă primară se poate

reflecta tot ca o undă primară, PP, sau ca o undă secundară, PS. Analog, o undă transversală se poate reflecta ca o undă secundară SS sau primară SP. Aceasta explică înregistrarea unor sisteme la mii de kilometri de epicentrul lor prin reflexia şi refracţia multiplă a undelor de adâncime. Prin nucleul Terrei se propagă numai undele primare - mediul fluid al nucleului este incapabil să transmită undele transversale.

La suprafaţa scoarţei terestre, în timpul unui cutremur, se manifestă unde de suprafaţă cu viteză 0,5–5 km/sec. Undele de suprafaţă pot fi longitudinale *R* (Rayleigh) asemeni celor de pe suprafaţa unui lac când bate vântul şi unde transversale *Q* (Löve) perpendiculare pe cele longitudinale. Există dovezi ale manifestării acestor unde. Astfel. s-au găsit suprafeţe de asfalt care, înainte de cutremur, erau netede, iar după cutremur erau ondulate în plan vertical, mărturie a undelor *R*. De asemenea, şine de cale ferată în aliniament înainte de cutremur, erau şerpuite după acesta, dovada manifestării undelor *Q*.

1.2.2. ÎNREGISTRAREA PARAMETRILOR UNUI CUTREMUR

Înregistrarea parametrilor unui cutremur se face în staţii seismice amplasate în subsolul unor clădiri, în corpul barajelor sau în clădiri special amenajate. La un cutremur, înregistrările vizează deplasarea, viteza şi acceleraţia locului unde se execută operaţia. Înregistrările se fac pe trei direcţii: Nord–Sud, Est–Vest şi Zenit (vertical), fiind raportate la ora primului meridian geografic (G.M.T.). Înregistrarea componentelor mişcării poate stabili în mod aproximativ poziţia focarului.

Înregistrarea deplasărilor unui punct de pe pământ pe o anumită direcţie se numeşte seismogramă sau deplasogramă, fig. 1.4. Seismograma prezintă trei zone distincte: zona de amorsare cu amplitudini mici şi perioade mari, zona violentă cu amplitudini mari şi zona de liniştire cu amplitudini scăzătoare, perioadă crescătoare şi o valoarea maximă a deplasării pentru definirea intensităţii seismice pe scara Richter.

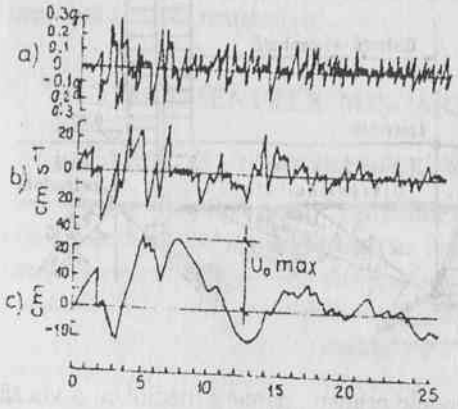


Fig. 1.4. Cutremurul El-Centro acceleraţie. viteză, deplasare

Înregistrarea acceleraţiei unui punct al Terrei în timpul unui cutremur pe una din direcţiile amintite. are ca rezultat o accelerogramă, fig. 1.5. Valoarea maximă a

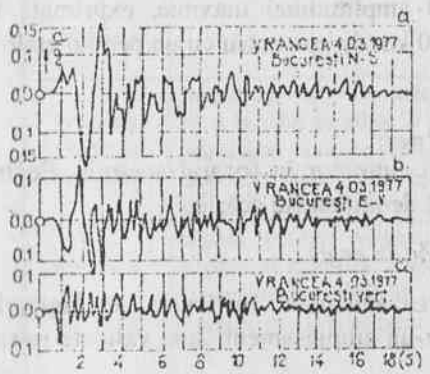


Fig. 1.5. Vrancea 1977 – Accelerograme.

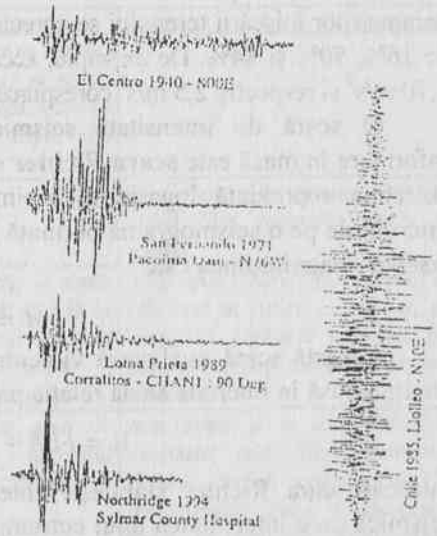


Fig. 1.6. Cutremure de la diferite focare.

acceleraţiei $\ddot{u}_{0.max} = c.g$ se bucură de un interes deosebit în Ingineria seismică. Coeficientul *c* este numit coeficient seismic şi se exprimă uzual în % din acceleraţia gravitaţională. Câteva înregistrări de cutremure sunt ilustrate de fig. 1.6 care evidenţiază specificitatea fiecărui focar.

1.3. INTENSITATE SEISMICĂ

Violenţa mişcărilor seismice se apreciază cu ajutorul aşa- numitelor scări de intensitate seismică. Actuala scară legiferată în România, tabelul 1.2, poartă inscripţia M.S.K. – 81 şi provine din perfecţionarea cunoscutei scări Mercalli modificată (MM). Scara are 12 diviziuni care se disting între ele prin:

a) latura fenomenologică care redă reacţia obiectelor mediului ambiant pe timpul cutremurului şi avarierea construcţiilor

b) latura instrumentală cu referire la mărimea deplasării, vitezei, respectiv acceleraţiei unui punct, obţinute cu instrumente etalon. Intensitatea unui cutremur se apreciază *a posteriori* cu scara MSK - 81, coroborând datele culese din zonă, tabelul 1.2, cu cele din staţiile seismice, tabelul 1.3. Dacă într-un amplasament cutremurele se recepţionează de intensitate mai mică sau egală cu gradul 6, construcţiile de aici nu necesită măsuri speciale de protecţie antiseismică. În cazul contrar, când cutremurele se manifestă cu o intensitate mai mare decât gradul 6, construcţiile trebuie pregătite din proiectare, execuţie şi pe durata exploatării să reziste acţiunii seismice.

Când se dispune de un număr considerabil de înregistrări seismice, valorile parametrilor mişcării terenului se apreciază statistic. Astfel, ele se raportează la fractila de 16%, 50% şi 84%. De exemplu, acceleraţia pentru gradul 8 are valorile: 0,8 m/s^2, 1,70 m/s^2 şi respectiv 2,5 m/s^2 corespunzător fractilei de 16%, 50% şi respectiv 84%.

O scară de intensitate seismică mult popularizată prin mijloacele de informare în masă este **scara Richter** sau **scara magnitudinei**. Magnitudinea unui cutremur reprezintă logaritmul zecimal al amplitudinei maxime, exprimată în microni de pe o seismogramă obţinută la 100 km de epicentru cu un pendul etalon. Aşadar, magnitudinea este :

$$M = \lg \; u_{max}.$$

Această scară evaluează violenţa unui cutremur în focarul acestuia. Pentru energia pusă în libertate se dă relaţia propusă de iniţiatorul scării:

$$E = 11{,}8 + 1{,}5\,M \; (\text{în ergi}).$$

Întrucât scara Richter stabileşte intensitatea seismului în focar, iar Ingineria seismică cere intensitatea unui cutremur într-un amplasament, sunt validate relaţii de trecere de pe o scară pe cealaltă:

$$M = 1 + \frac{2}{3} I \; ; \qquad (1.1)$$

$$I = 9 + 1{,}5\,M - 2{,}5 \ln R \qquad (1.2)$$

R fiind distanţa de la epicentru la amplasament în km.

Tabelul 1.2

Scara intensităţii seismice MSK -81 Partea fenomenologică

Gradul	Descrierea efectelor asupra:	
Denumirea	Vieţuitoarelor şi obiectelor mediului	Lucrărilor de construcţii
0	1	2
I Imperceptibil	înregistrat numai de aparate	
II Abia simţit	simţit în casă la etajele superioare de persoane foarte sensibile	
III Slab	simţit în casă, de cei mai mulţi oameni în repaus; obiectele suspendate se leagănă uşor; se produc vibraţii asemenea celor cauzate de trecerea unor vehicule uşoare.	
IV Puternic	obiectele suspendate pendulează; vibraţii ca la trecerea unui vehicol greu; geamurile, uşile, farfuriile zornăie; paharele, oalele se ciocnesc; la etajele superioare tâmplăria şi mobilele trosnesc.	

Tabelul 1.2 (continuare)

0	1	2
V Deşteptător	simţit şi afară din casă; cei ce dorm se trezesc; lichidele din vase se mişcă uneori se varsă; obiectele uşoare instabile se deplasează sau se răstoarnă; tablourile şi perdelele se mişcă, uşile trepidează, se închid şi se deschid.	
VI Provoacă spaimă		apar crăpături în tencuiala slabă şi în zidării din materiale slabe, fără mortar.
VII Provoacă avarierea clădirilor	stabilitatea oamenilor este dificilă; se simte chiar în vehicule aflate în mişcare; mobila se crapă; apar valuri pe suprafaţa lacurilor; sună clopotele grele; apar uşoare alunecări şi surpări la bancurile de nisip şi pietriş.	se distrug zidăriile fără mortar; apar crăpături în zidării cu mortar; cade tencuiala, cărămizi nefixate, ţigle, cornişe parapeţi, calcane, obiecte ornamentale;
VIII Provoacă avarii puternice	copacii se rup, vehiculele sunt greu de condus, se modifică temperatura sau debitul izvoarelor sau sondelor, apar crăpături în terenuri umede şi pe pante.	apar avarii şi la construcţiile bine executate; cele slab construite se dărâmă parţial; coşurile de fum, monumentele înalte se răsucesc pe soclu, se prăbuşesc; construcţiile se mişcă pe fundaţii; ferestrele nefixate în pereţi sunt aruncate afară.
IX Provoacă avarii foarte importante	panică generală; apar crăpături în sol; în regiuni aluvionare ţâşneşte nisip şi mâl, apar izvoare noi şi cratere de nisip.	zidăriile slabe sunt distruse, cele cu mortar sunt puternic avariate; apar avarii la fundaţii; se rup conducte.
X Distrugător	alunecări masive de teren; apa este aruncată peste malurile râurilor, lacurilor etc; şinele de cale ferată sunt uşor îndoite.	majoritatea clădirilor din zidărie sunt distruse, la schelete din beton armat zidăria de umplutură este aruncată afară, iar capetele stâlpilor sunt măcinate, stâlpii din oţel se îndoaie; avarii serioase la taluze, diguri, baraje.
XI Catastrofal	traversele şi şinele de cale ferată sunt puternic încovoiate; conductele îngropate sunt scoase din folosinţă.	surparea tuturor construcţiilor din zidărie; avarii grave la construcţiile cu schelet din beton armat sau oţel.
XII Provoacă modificarea reliefului	se modifică liniile de nivel ale reliefului; deplasări şi alunecări de maluri; râurile schimbă cursul; apar căderi de apă; obiectele de pe sol sunt aruncate în aer.	

Funcţie de magnitudine şi distanţa epicentrală s-au propus relaţii empirice pentru aproximarea parametrilor mişcării terenului. Astfel, pentru acceleraţie:

$$a = 12{,}3 \exp(0{,}8M)/R^2$$

Scările de intensitate seismică sunt adoptate de Autorităţile statale. Ţările europene au adoptat scara M.S.K., alte ţări, ca Japonia ori Rusia, au propriile scări

cu alte gradaţii, dar bazându-se pe aceleaşi principii şi considerente. Seismologii au precizat relaţii de trecere de pe o scară pe cealaltă cu un caracter aproximativ.

Tabelul 1.3

Scara MSK – 81. Date instrumentale

Intensitate seismică	Accelerație (cm/s^2)	Viteză (cm/s)	Deplasare (cm)
V	12 – 25	1,0 – 2,0	0,5 – 1,0
VI	26 – 50	2,1 – 4,0	1,1 – 2,0
VII	51 – 100	4,1 – 8,0	2,1 – 4,0
VIII	101 – 200	8,1 – 16,0	4,1 – 8,0
IX	201 – 400	16,1 – 32,0	8,1 – 16,0
X	401 – 800	32,1 – 64,0	16,1 – 2,0
XI	801 – 1600	64,1 – 128	32,1 – 64
XII	1600	128	64

1.4. ZONAREA SEISMICĂ A UNUI TERITORIU

Zonarea seismică a unui teritoriu constă în cartografierea regiunii respective în zone izoseiste - adică în zone în care seismele se manifestă cu aceeaşi intensitate. Operaţia se efectuează în două etape. Ea debutează cu macrozonarea. Aceasta constă în coroborarea, prelucrarea şi filtrarea documentaţiei obţinută pe teren. Documentaţia cuprinde răspunsul populaţiei zonelor afectate de seism la un chestionar model privitor la modul în care a fost resimţit cutremurul. Din documentaţie fac parte şi însemnările echipelor de ingineri constructori care au investigat şi inventariat avariile construcţiilor din zonă. La cele de mai sus se adaugă înregistrările obţinute în staţii seismice. După cum se poate uşor constata, **macrozonarea seismică se bazează pe scara M.S.K. - 81**. Cea de a doua etapă se concentrează asupra subsolului, bazându-se pe studii geologice şi geotehnice. Ea are drept scop corectarea macrozonării. În acest scop se fac sondaje şi măsurători ale grosimii pachetului de sedimente, ale vitezei undelor de forfecare, ale stării de îndesare, ale nivelului apei freatice. Pentru teritoriile care dispun de un număr mare de înregistrări seismice, se pot întocmi hărţi de zonare seismică, raportate la riscul seismic. Astfel, asemenea hărţi sunt capabile să ofere:

a) probabilitatea manifestării unui seism care să depăşească o anumită intensitate într-un interval de timp dat, ex.: 5, 10, 20, 100 sau 1000 de ani.

b) recepţionarea unui seism cu parametrii (intensitate, acceleraţie maximă) care să depăşească anumite valori într-o perioadă de revenire fixată. Fig. 1.7 arată vârful acceleraţiei pentru teritoriul Japoniei pe o durată de 100 ani.

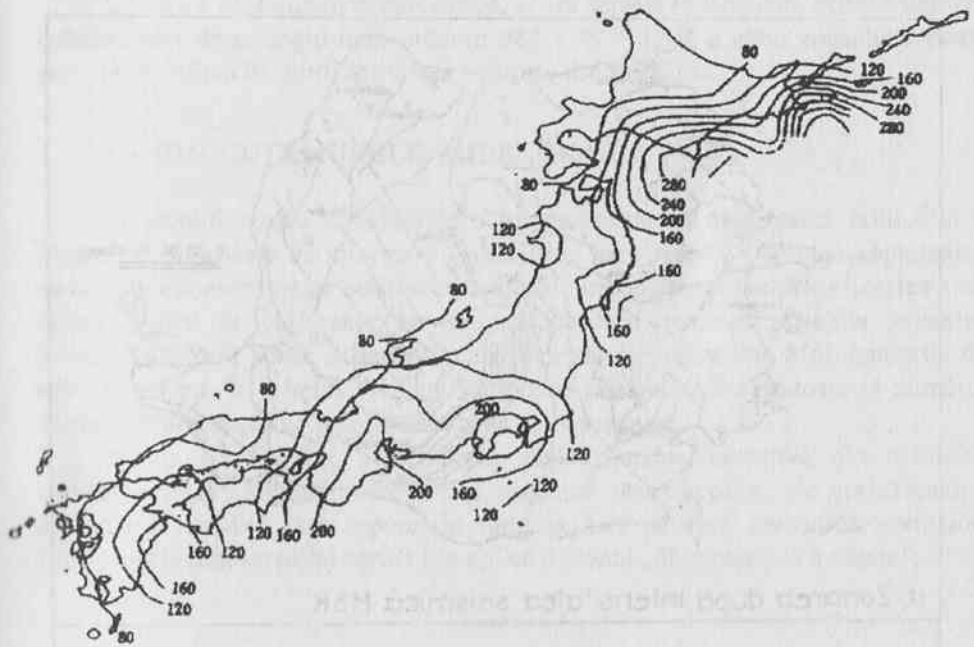


Fig.1.7. Harta de hazard seismic.

1.5. SEISMICITATEA TERITORIULUI ROMÂNIEI

Pe teritoriul României se manifestă două feluri de cutremure:

1. Cutremure de medie adâncime la care focarul se situează la circa 110-160 km adâncime, într-o arie situată la Est de arcul Carpatic sub munţii Vrancea. Aceste cutremure sunt rare, de o intensitate mare cu perioada de revenire de circa 40 de ani. Ele afectează o regiune de formă eliptică cu axa mare pe direcţia N, NE-S, SV. Energia eliberată de seismele vrâncene este mare şi afectează teritoriul României şi al ţărilor învecinate, Bulgaria,Republica Moldova, Ucraina. Aceste cutremure se explică prin tendinţa de subducţie a plăcii tectonice Est - Europeană sub placa Carpatică. Cutremurele vrâncene sunt cunoscute de foarte multă vreme, ele sunt menţionate pentru prima dată de scrierile istorice, cunoscute sub numele de Cronici, începând cu marele cutremur din timpul lui Ştefan cel Mare.

2. Cutremure de suprafaţă legate direct de fracturi intracrustale cu focarul la mică adâncime 10–20 km. Asemenea cutremure au perioada de revenire mică şi intensitate moderată. Principalele falii se găsesc în zona dintre Mureş şi Târnava Mare, regiunea Crişurilor în Transilvania şi în Câmpia Banatului.

Cutremurele de suprafaţă afectează suprafeţe mai reduse şi sunt precedate de replici secundare (postşocuri) cu 2–3 grade mai slabe decât replica principală.

Fig. 1.8. Zonarea seismică a teritoriului României.

Sumarea considerentelor de mai sus s-a concretizat pentru teritoriul României sub forma a doua hărţi de zonare seismică. Pentru România cele două hărţi de zonare seismică prezintă: macrozonarea seismică fig.1.8 a şi zonarea teritoriului din punctul de vedere al aşa-numitei perioade de colţ a mişcării seismice într-un amplasament, fig. 1.8 b.

Urmare a investigării documentare, la ora actuală în România există catalogul cutremurelor de-a lungul unui mileniu 984 – 1979 [20], a cărui consultare poate servi la întregirea imaginii activităţii seismice din România.

1.6. DIN CUTRMURELE MILENIULUI 2

În secolul nostru cutremurele s-au manifestat în majoritatea faliilor şi a focarelor. Mijloacele de informare – radioul şi televiziunea – aproape săptămânal au comunicat evenimente seismice pe diferite meridiane şi paralele. Acestea s-au referit numai la cele care au scuturat teritorii populate. Staţiile seismice înregistrează însă zilnic cutremure care se produc pe uscat dar şi pe fundurile de mări şi oceane. În tabelul 1.4 sunt reproduse cutremure devastatoare şi numărul victimelor omeneşti din principalele zone activ seismice.

Pentru constructori, cutremurele sunt examene obiective ale nivelului cunoaşterii, ale calităţii proiectării şi execuţiei construcţiilor, ale corectitudinei exploatării lor. Ele sunt repere de timp la care se face revizuirea normelor. Cutremurele sunt un prilej căruia i se aplică dictonul „din greşeli să învăţăm".

Tabelul 1.4

Tabelul selectiv al unor cutremure devastatoare

Anul	Focarul – Ţara	Magnitudine	Numărul victimelor
1556	Shensi – China		830000
1737	Calcuta – India		300000
1755	Lisabona – Portugalia		60000
1906	San Francisco – S.U.A.	8,3	750
1923	Tokyo – Japonia	8,3	143000
1939	Erzincan – Turcia	8,0	33000
1960	Agadâr – Maroc	5,9	12000
1963	Skopje – Macedonia	6,0	1100
1971	San Fernando – S.U.A.	6,5	65
1976	Friuli – Italia	6,5	1200
1976	Tangshan – China	7,8	240000
1977	Vrancea – România	7,2	1500
1979	Montenegro	7,0	156
1980	El Asnam – Algeria	7,5	3000
1980	Sudul Italiei	7,0	5000
1985	Mexico – Mexic	8,1	20000
1988	Spitak – Armenia	7,1	25000
1989	Loma Prieta – S.U.A.	7,1	67
1992	Erzincan – Turcia	6,9	670
1994	Northridge – S.U.A.	6,8	57
1995	Kobe – Japonia	7,2	5300

Capitolul 2

BAZELE TEORETICE ALE CALCULULUI CONSTRUCȚIILOR LA ACȚIUNI SEISMICE

2.1. GENERALITĂȚI

În decursul exploatării construcțiilor, sunt numeroase cazurile când apar acțiuni a căror intensitate, sens, uneori direcție și punct de aplicație variază în timp. Acestea sunt acțiunile dinamice. Sub acțiunile dinamice structura se află în mișcare, deci diferite părți ale sale capătă accelerații și în consecință intervin forțe de inerție legate direct de mărimea și distribuția maselor inerțiale. Efectul acțiunilor dinamice asupra construcțiilor se deosebește esențial de cel al acțiunilor statice. Eforturile și deplasările pot crește foarte mult avariind sau făcând improprie construcția pentru exploatare.

O acțiune dinamică tipică, o reprezintă aceea a mișcării seismice. Specificul acțiunii seismice constă în mișcarea neregulată a bazei de rezemare după o lege $u_0(t)$ și forțele de inerție aferente. Datorită faptului că legea de mișcare nu poate primi expresii matematice uzuale pentru evaluarea forțelor seismice, se apelează direct la înregistrările seismice. Deși aceste înregistrări se referă la un punct al Terrei dintr-un anumit amplasament și cauzate de un anumit focar, ele pot servi ca bază pentru introducerea în calcul a efectelor acțiunii seismice.

2.2. MODELAREA DINAMICĂ A STRUCTURILOR

2.2.1. MODEL DINAMIC – RĂSPUNS DINAMIC

Mecanica construcțiilor folosește în problematica sa următoarele tipuri de modele:

i) modele iconice obținute prin reducerea la scară a structurii de cercetat care se supune testării. Această activitate necesită materiale pentru a confecționa modelul, standuri, traductoare, aparatură de investigare și personal specializat.

ii) modele fizico-analogice care înlocuiesc mărimi sau proprietăți specifice construcțiilor cu alte mărimi sau proprietăți. Rezolvarea problemei se face în starea

substituentă, iar soluția se raportează la proprietățile și dimensiunile originale. Se cunoaște, de la cursul de fizică, modelarea oscilațiilor libere amortizate ale sistemului cu o masă, printr-un circuit electric compus dintr-o rezistență, o bobină și un condensator legate în serie, circuit RLC.

iii) modelele matematice sunt cele mai folosite, cele mai abstracte și deci cele mai generale. Ele se compun din relații matematice și/sau logice stabilite între variabilele dependente (de ieșire) și variabilele independente (de intrare). Obținerea unui model are la bază diferite ipoteze simplificatoare care permit aplicarea conceptului matematic.

2.2.2. MODELUL MATEMATIC AL PROBLEMEI DE DINAMICA CONSTRUCȚIILOR

Modelul matematic se compune dintr-o schemă geometrică care reproduce construcția. Schema geometrică respectă următoarele ipoteze:

i) ipoteza micilor deformații: schema construcției este nedeformată de încărcări;

ii) ipoteza secțiunilor plane: orice secțiune rămâne plană după deformarea elementului;

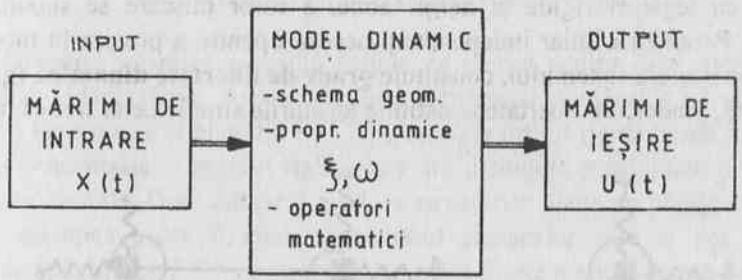


Fig. 2.1. Schema modelului matematic.

iii) materialul structurii este omogen, izotrop, liniar elastic – legea lui Hook este valabilă;

iv) alte proprietăți caracteristice: rigiditate, amortizare, mase inerțiale însoțesc schema.

Acțiunile dinamice sunt variabilele independente, sau elementele de intrare în model. Poziția în mișcare a construcției se precizează cu un set de variabile dependente: deplasări și rotiri, numite grade de libertate dinamică, g.l.d., care constituie variabile de ieșire din model, respectiv răspunsul dinamic fig. 2.1. Legătura dintre variabilele de intrare și cele de ieșire se constituie dintr-un set de operatori care exprimă starea de mișcare ori starea de echilibru dinamic momentan, ori starea energetică a structurii. Sintetic, modelul matematic se scrie:

$$U(t) = H.X(t), \qquad (2.1)$$

în care $X(t)$ este vectorul mărimilor de intrare, $U(t)$ este vectorul mărimilor de ieşire, iar H este funcţia de transfer care înglobează proprietăţile specifice structurii: inerţie, rigiditate, amortizare, condiţii de rezemare. Pentru Ingineria seismică, parametrul de intrare îl constituie deplasarea terenului $u_0(t)$, iar ca parametri de ieşire: acceleraţii, viteze, deplasări ori alte mărimi derivate: forţe de inerţie, eforturi secţionale etc., fig. 2.2.

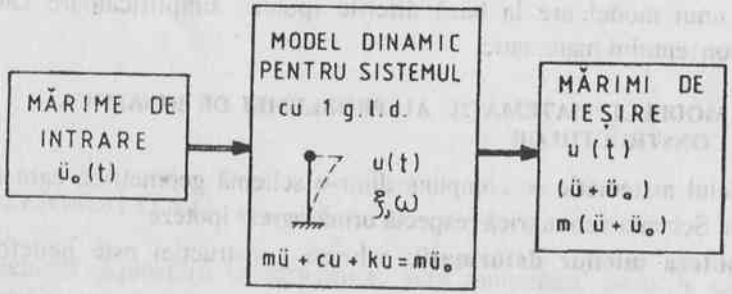


Fig. 2.2. Modelul matematic pentru sistemul cu g.l.d.

Modelele de calcul dinamic ale construcţiilor constau din sisteme de puncte materiale cu legături rigide şi deformabile, a căror mişcare se supune legilor mecanicii. Parametrii liniar independenţi necesari pentru a preciza în mod univoc poziţia în mişcare a sistemului, constituie **grade de libertate dinamică (g.l.d.)**. Cu alte cuvinte, gradele de libertate constituie legăturile simple ce ar trebui introduse

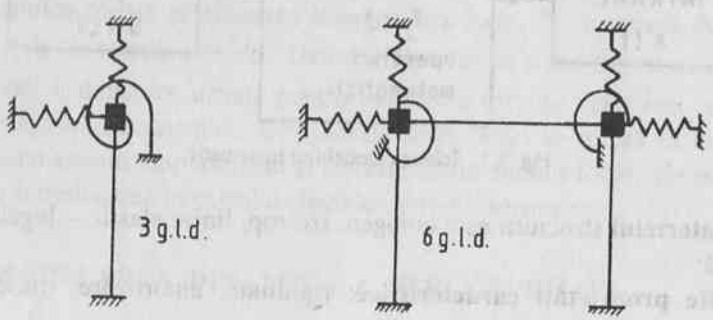


Fig. 2.3. G.l.d. la structuri plane cu masă concentrată.

pentru blocarea mişcării maselor sistemului, fig. 2.3. G.l.d. pot fi distanţe şi unghiuri. În consecinţă, numărul gradelor de libertate coincide cu numărul deplasărilor şi rotirilor independente pe care le pot avea masele inerţiale ale sistemului.

Pentru elementul structural din fig. 2.4, cu masa distribuită, ipoteza secţiunilor plane implică asocierea la fiecare secţiune transversală a 6 g.l.d.:

3 deplasări pe direcţia axelor şi 3 rotiri în jurul axelor de coordonate în spaţiu tridimensional. În consecinţă, mişcarea elementelor cu masa distribuită se precizează printr-o infinitate de g.l.d. Uzual, se adoptă o schemă simplificată, în care masa continuă se concentrează într-un număr finit de puncte obţinându-se o schemă cu un număr finit de g.l.d., fig. 2.4 b. Masele concentrate se consideră punctiforme, iar într-un calcul spaţial, fiecare punct are cel mult 6 g.l.d. Marea majoritate a problemelor permit schematizări cu mase discrete, iar modelele astfel obţinute au un număr finit de g.l.d. Informaţiile care se obţin din calcul sunt cu atât mai realiste cu cât numarul maselor inerţiale concentrate este mai mare.

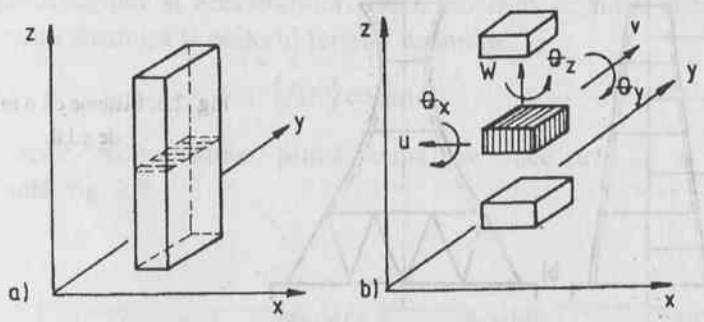


Fig. 2.4. G.l.d. la structuri spaţiale cu masă distribuită.

În Ingineria seismică se caută forţele de inerţie pentru care interesează în mod deosebit deplasările. Aceasta reduce substanţial numărul g.l.d şi volumul problemei. Pentru cadrul plan din fig. 2.5 a cu rigla infinit rigidă, masa inerţială se consideră concentrată la nivelul riglei, care are o singura posibilitate de mişcare, translaţia orizontală. Deci numărul g.l.d. la structurile plane cu planşee rigide, în Ingineria seismică poate fi egal cu numărul planşeelor care se pot translata. Castelul de apă din fig. 2.5 b concentrează o masă foarte mare la partea superioară

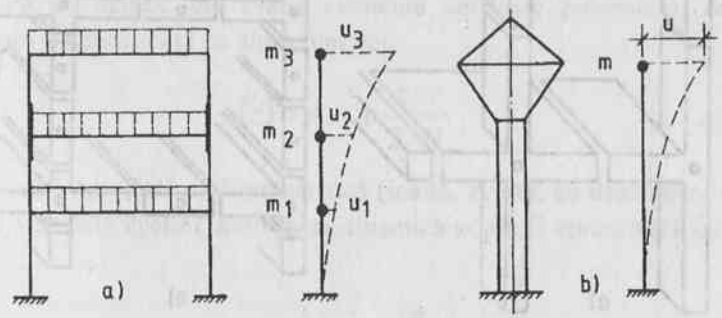


Fig. 2.5. Sisteme cu un număr finit de g.l.d.

în comparație cu masa stâlpilor de susținere. Astfel, această schemă geometrică din fig. 2.5 b într-un calcul spațial are 6 g.l.d, iar într-un calcul plan, 3 g.l.d. Considerând numai inerția de translație orizontală, modelul are 1 g.l.d. într-un calcul plan. Aceste exemple arată cum se poate reduce cinematic numărul gradelor de libertate dinamică.

Coșul de fum din fig. 2.6 a și turnul de răcire din fig. 2.6 b au o infinitate de g.l.d.Tratarea inginerească pretinde împărțirea în tronsoane, concentrarea masei fiecărui tronson în centrul său de greutate și obținerea unor sisteme cu un număr finit de g.l.d.

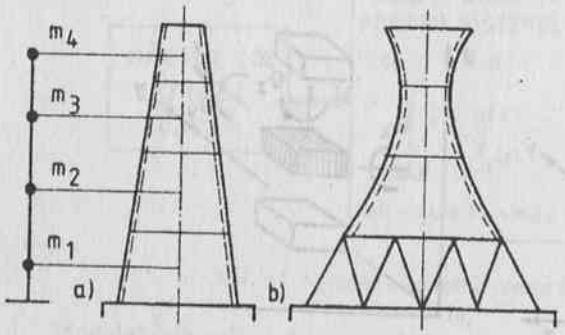


Fig. 2.6. Sisteme cu o infinitate de g.l.d.

Modelarea maselor inerțiale trebuie să fie în corelație cu direcția preferențială a mișcării seismice. Pentru seismul de direcție orizontală, concentrarea maselor poate urmări fig. 2.7 a, unde se practică concentrarea masei planșeului și a încărcării de pe suprafața aferentă în nodurile riglă-stâlp ori pe linia mediană a elementului vertical. Masa elementelor verticale se concentrează în

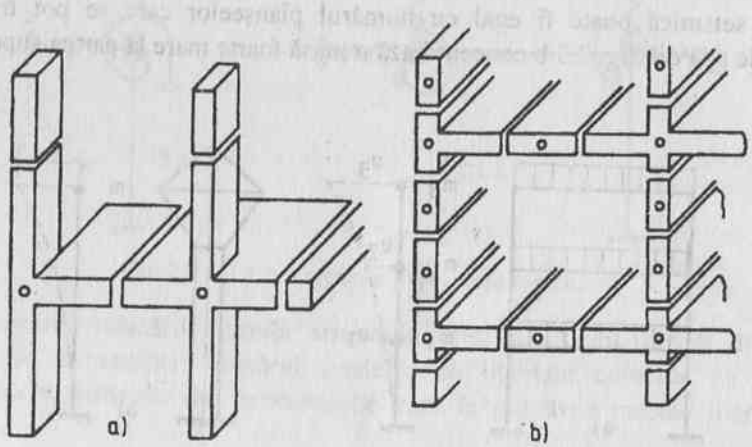


Fig. 2.7. Modelarea maselor inerțiale: a) în noduri rigla stâlp; b) pe axa elementelor verticale și orizontale.

nodurile învecinate. Dacă și elementele orizontale au mase mari, fig. 2.7 b, atunci se prevăd noduri și în suprafața mediană a acestora. De asemenea, pentru un seism de direcție preponderent verticală, masa planșeului trebuie concentrată în noduri pe linia lui mediană, fig. 2.7.

2.2.3. DEFORMATA DINAMICĂ A UNEI STRUCTURI

În Ingineria seismică, deformata structurii de rezistență, sub acțiunea încărcărilor inerțiale, are o largă utilitate și interes. Această deformată s-ar obține corect dacă s-ar cunoaște vectorul forțelor de inerție. Ori, acest vector depinde de mărimea deformațiilor și accelerațiilor. Deci, există o legătură interdependentă între deformata dinamică și vectorul forțelor de inerție:

$$\{J(t)\} \Leftrightarrow \{u(t)\}. \tag{2.2}$$

Din acest motiv, într-o primă etapă, se face uz de o **deformată convențională,** fig. 2.8.

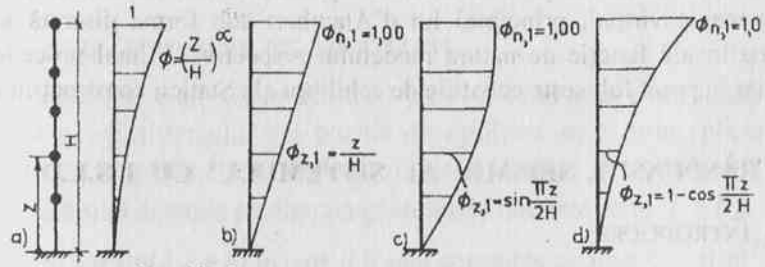


Fig. 2.8. Aproximate empirice ale deformatei dinamice.

1) Deformata propusă empiric pe baza unor considerente geometrice evidente și a experienței inginerești. Astfel, pentru o construcție apreciată ca fiind rigidă (scundă ori scurtă, ori având elemente verticale puternice), deformata dinamică poate fi aproximată cu alura funcției:

$$u(z) = A \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \tag{2.3}$$

Pentru o structură apreciată ca fiind elastică (înaltă, zveltă, cu deschidere mare ori din elemente verticale zvelte), deformata dinamică poate fi aproximată cu graficul expresiei:

$$u(z) = A \cdot \left(1 - \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \right). \tag{2.4}$$

Pentru structurile intermediare, considerate semirigide sau semielastice, deformata empirică poate avea forma dată de graficul funcției :

$$u(z) = \left(z/H\right)^{\alpha} \tag{2.5}$$

în care z este cota masei concentrate curente, H înălțimea modelului iar α este un număr întreg. Pentru α=1 se obține o variație liniară acceptată și recomandată de multe norme.

2) Deformata structurii sub încărcarea statică, dirijată orizontal este mai realistă deoarece se bazează pe anumite elemente proprii structurii: mase inerțiale, rigiditate. Construcția este totuși în repaus.

3) Deformata construcției într-unul din modurile de oscilație, se apropie cel mai mult de realitate în cazul micilor deformații liniar elastice, deoarece se raportează la construcția respectivă în stare de mișcare.

2.2.4. ECUAȚIILE MODELULUI DINAMIC

Cele mai folosite ecuații ale modelului dinamic exprimă starea de echilibru dinamic. Pentru stabilirea lor se folosesc: principiul lui Hamilton, principiul lucrului mecanic virtual, principiul lui d'Alambert sub forma discretă sau sub formă variațională funcție de natura modelului respectiv. Ultimul procedeu este mai familiar întrucât folosește ecuațiile de echilibru ale Staticii construcțiilor.

2.3. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMULUI CU 1 G.L.D.

2.3.1. INTRODUCERE

Mișcarea seismică este complexă și haotică. Obținerea expresiei pentru reacția construcțiilor la o asemenea mișcare, numit răspuns seismic, se face etapizat în această lucrare. Mai întâi se caută răspunsul celui mai simplu sistem, acela cu 1 g.l.d. și apoi se trece la sistemele frecvente ale practicii construcțiilor cu n g.l.d. În cadrul sistemului cu 1 g.l.d., în cele ce urmează se pleacă de la oscilațiile libere, apoi se determină răspunsul sistemului la o mișcare ordonată a bazei de rezemare, exemplu mișcarea armonică, ca, în sfârșit, să se atace problema răspunsului seismic.

2.3.2. MODELUL DINAMIC

Se consideră un castel de apă schematizat în fig. 2.5 printr-o consolă verticală având masa inerțială concentrată la extremitatea superioară, tot așa ca și pila unui pod greu în fig. 2.9. Întrucât interesează numai deplasarea laterală $u(t)$ după direcția axei ox - modelul are un singur grad de libertate dinamică. Obținerea ecuației modelului rezultă din echilibrul dinamic al forțelor pe direcția gradului de

libertate. Aceste forțe sunt: forța de inerție $J = -m \cdot \ddot{u}(t)$, forța de amortizare vâscoasă $F_a = c \cdot \dot{u}(t)$ și forța de revenire elastică $F_e = k \cdot u(t)$.

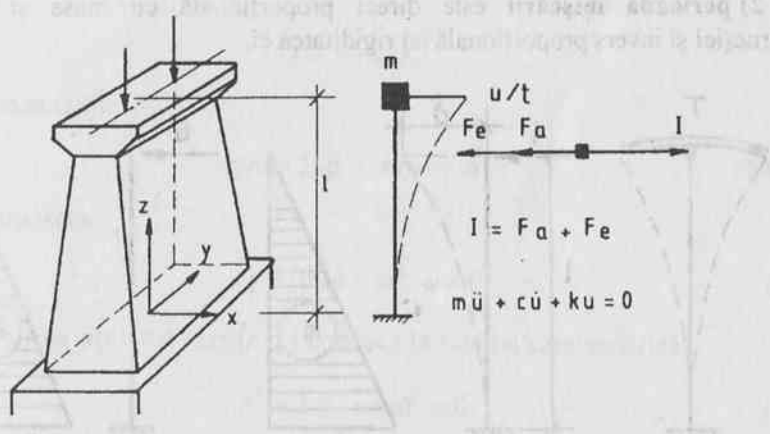


Fig. 2.9. Schema geometrică a modelului dinamic.

2.3.3. OSCILAȚII LIBERE NEAMORTIZATE

Oscilațiile libere ale sistemului cu 1 g.l.d. se produc în două situații: fie ca urmare a scoaterii sistemului din poziția de echilibru static prin aplicarea unui impuls, fie prin impunerea unei deplasări inițiale. Dacă se neglijează amortizarea, ecuația echilibrului dinamic pe direcția gradului de libertate fiind $J = F_e$, conduce la soluția $u(t) = a \sin(\omega t + b)$ în care a,b sunt constante de integrare și $\omega^2 = k/m$ este pulsația oscilațiilor libere. Semnificativ este rezultatul: o cauză perturbatoare aplicată sistemului, o fracțiune de timp îi imprimă acestuia o mișcare oscilatorie armonică în jurul poziției de echilibru, fig. 2.10 a, cu perioada naturală :

$$T_n = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 2 \cdot \pi \cdot \left[\frac{m}{k}\right]^{0.5} = 2 \cdot \pi \cdot \left[m \cdot \delta\right]^{0.5} = \tag{2.6}$$
$$= 2 \cdot \pi \cdot \left[\frac{mg\delta}{g}\right]^{0.5} \approx 0.2\left[G\delta\right]^{0.5} = 0.2\left[\Delta_{st}\right]^{0.5}$$

După efectuarea calculelor săgeții statice Δ_{st} din încărcarea gravitațională dirijată orizontal, fig.2.10 b,c se pot pune în evidență parametrii perioadei proprii:

$$T \approx 0{,}2 \cdot \left[G \cdot l^3 / 3 \cdot E \cdot I\right]^{0.5}. \tag{2.7}$$

Câteva concluzii sunt oportune întrucât sunt valabile şi pentru sistemul cu mai multe mase:

1) mişcarea sistemului este periodică în jurul poziţiei de echilibru,

2) perioada mişcării este direct proporţională cu masa şi înălţimea construcţiei şi invers proporţională cu rigiditatea ei.

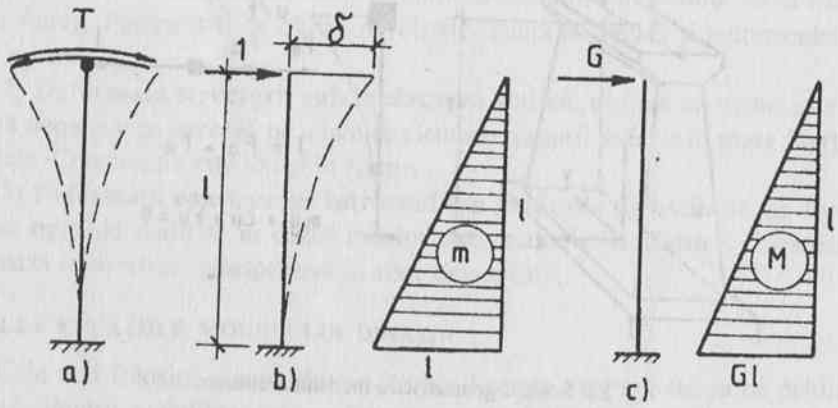


Fig. 2.10. Schema de calcul a perioadei naturale.

Pentru sistemele cu mai multe nivele cum sunt clădirile, aceasta impune practic alungarea maselor mari de la partea superioară a structurilor ceea ce în practică înseamnă acoperişuri uşoare, încăperi la ultimele nivele cu încărcare utilă redusă, (cu anumite destinaţii: birouri, ateliere de proiectare, săli de conferinţe), destinarea încărcărilor mari la nivelele inferioare, parter sau subsol şi neexagerarea înălţimii construcţiei.

Perioadele construcţiilor sunt mici, situându-se în intervalul 0–2,5 sec. La construcţii deosebite, perioada poate creşte iar deplasările la partea superioară sunt relativ mari ceea ce conduce la:

a) vicierea condiţiilor de confort ale personalului care lucrează în aceste spaţii;

b) încărcările gravitaţionale devin excentrice în raport cu axa elementelor verticale de susţinere pe durata cutremurului ceea ce implică momente încovoietoare suplimentare şi momente de răsturnare;

c) avarierea elementelor de închidere.

2.3.4. OSCILAŢII LIBERE AMORTIZATE

Amortizarea vâscoasă liniară este asociată cu histereza statică datorită alungirilor plastice, deci a deformaţiilor remanente. La scară microscopică, neomogenitatea distribuţiei tensiunilor în cristale şi concentrarea tensiunilor la intersecţia marginilor de cristal poate cauza tensiuni locale înalte, suficiente pentru a provoca alungiri remanente locale chiar dacă tensiunea globală medie este sub limita

elastică. Acest mecanism de amortizare nu include disiparea de energie în deformaţiile plastice globale care sunt încorporate în relaţia neliniară forţă-deplasare.

Se consideră ecuaţia echilibrului dinamic cu participarea forţei de amortizare:

$$J = Fa + Fe$$

Introducând notaţiile:

$$c/m = 2\cdot\beta \; ; \; k/m = \omega^2 \qquad (2.8\text{–}2.9)$$

ecuaţia se transcrie:

$$\ddot{u} + 2\cdot\beta\cdot\dot{u} + \omega^2\cdot u = 0 \qquad (2.10)$$

Soluţia de forma $u(t) = A\cdot exp(r\cdot t)$ conduce la ecuaţia caracteristică:

$$r^2 + 2\cdot\beta\cdot r + \omega^2 = 0 \qquad (2.11)$$

Se discută soluţia problemei (2.10) după natura rădăcinilor ecuaţiei (2.11).

a) Dacă ecuaţia caracteristică (2.11) are rădăcina dublă $r_1 = r_2 = -\beta$ soluţia problemei (2.10) este o mişcare aperiodică:

$$u(t) = (A_1 + A_2 t)\exp(-\beta\cdot t) \qquad (2.12)$$

Situaţia are loc când discriminantul $\Delta = \beta^2 - \omega^2 = 0$ adică amortizarea efectivă devine o anumită valoare numită **amortizare critică** definită de:

$$c = c_{cr} = 2\cdot m\cdot\omega = 2\sqrt{k/m} \qquad (2.13)$$

b) Dacă sistemul are amortizarea efectivă mai mare decât amortizarea critică $c > c_{cr}$, atunci discriminantul $\Delta > 0$, ecuaţia caracteristică (2.11) are rădăcini reale distincte $r_1, r_2 \in R$ iar ecuaţia mişcării are soluţia :

$$u(t) = A_1\cdot\exp(r_1\cdot t) + A_2\cdot\exp(r_2\cdot t) \qquad (2.12')$$

ceea ce evidenţiază de asemenea o mişcare aperiodică.

c) Dacă sistemul are amortizarea mai mică decât valoarea critică $c < c_{cr}$, atunci se poate exprima amortizarea efectivă ca fiind $c = \xi\cdot c_{cr}$, unde $\xi = c/c_{cr}$ reprezintă fracţiunea din amortizarea critică sau factorul amortizării. Discriminantul lui (2.11) fiind $\Delta = -\omega^2(1-\xi^2) = -\omega_r^2$, unde ω_r se numeşte pulsaţie redusă. Rădăcinile ecuaţiei caracteristice rezultă $r_{1,2} = -\beta \pm i\cdot\omega_r$ cu notaţiile:

$$\beta = \xi \cdot \omega \; ; \; \omega_r = \omega\left(1-\xi^2\right)^{0.5} \qquad (2.14\text{–}2.15)$$

Soluția problemei (2.10) devine:

$$u(t) = A_1 \cdot \exp(-\beta \cdot t) \cdot \sin(\omega_r \cdot t + A_2) \qquad (2.12'')$$

Formula (2.12'') exprimă o realitate: mișcarea sistemelor de construcții este periodică și se anulează în timp, fig. 2.11. Logaritmul natural al raportului a două amplitudini succesive măsurate pe oscilogramă, notat δ, se numește **decrement logaritmic**. El permite aflarea fracțiunii din amortizarea critică din măsurători *in situ* întrucât

$$\delta = \ln \frac{u_n}{u_{n+1}} = \xi \omega T \cong 2 \cdot \pi \cdot \xi \qquad (2.16)$$

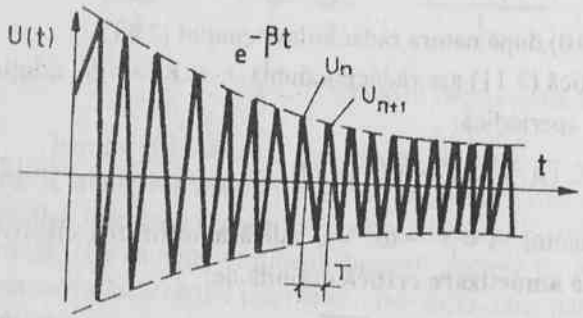


Fig. 2.11. Oscilații libere amortizate.

2.3.5. RĂSPUNSUL DINAMIC AL SISTEMULUI CU 1 G.L.D. LA ACȚIUNEA UNEI MIȘCĂRI ARMONICE APLICATĂ BAZEI DE REZEMARE

Răspunsul dinamic. Sistemului cu o masă din fig. 2.12 i se aplică la baza de rezemare o mișcare armonică :

$$u_0(t) = u_0 \cdot \cos(\theta \cdot t)$$

Scriind echilibrul dintre forța de inerție $J = -m(\ddot{u}_0 + \ddot{u})$, forța de amortizare $F_a = c\dot{u}$, și forța elastică $F_e = ku$ se obține ecuația echilibrului dinamic:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_0 \qquad (2.18)$$

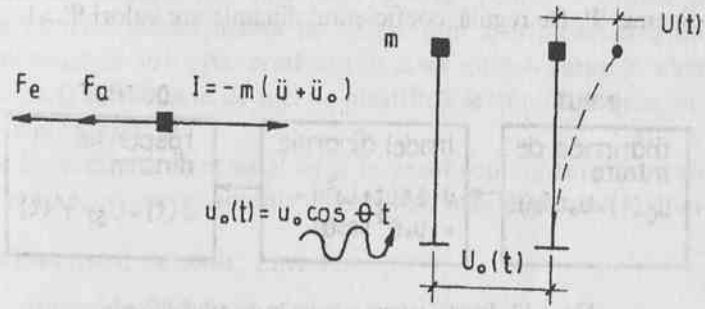


Fig. 2.12. Modelul dinamic al sistemului cu un g.l.d.

care se transcrie prin folosirea notațiilor (2.8–2.9) și derivând pe (2.17) de două ori, în:

$$\ddot{u} + 2 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = u_0 \cdot \theta^2 \cdot cos\theta \cdot t \qquad (2.18')$$

Soluția ecuației (2.18') în regim permanent este de forma:

$$u(t) = A_1 \cdot \cos(\theta \cdot t - A_2), \qquad (2.19)$$

unde:

$$A_1 = u_0 (\theta/\omega)^2 \left\{ \left[1 - \left(\theta/\omega\right)^2 \right]^2 + \left(2 \cdot \xi \cdot \theta/\omega\right)^2 \right\}^{-0.5} \qquad (2.20)$$

$$A_2 = \operatorname{arctg}\left(2 \cdot \xi \cdot \theta/\omega\right) / \left[1 - (\theta/\omega)^2\right] \qquad (2.21)$$

Pentru sistemul cu 1 g.l.d. răspunsul dinamic se apreciază prin deplasarea $u(t)$ pe direcția gradului de libertate. Parametrul de intrare îl constituie mișcarea armonică a bazei de rezemare. Ecuația echilibrului dinamic, (2.18), reprezintă modelul matematic al problemei, iar fig. 2.13 redă relația intrare-ieșire. Răspunsul dinamic al sistemului poate fi exprimat astfel:

$$u(t) = u_{st} \cdot \Psi(t) \qquad (2.22)$$

în care se evidențiază: răspunsul static: $u_{st} = u_0$ și o funcție de amplificare dinamică:

$$\Psi(t) = \left(\frac{\theta}{\omega}\right)^2 \cdot \frac{\cos(\theta \cdot t - A_2)}{\left\{\left[1 - (\theta/\omega)^2\right]^2 + \left(2 \cdot \xi \cdot \theta/\omega\right)^2\right\}^{0.5}} \qquad (2.23)$$

Valoarea maximă a funcției de amplificare dinamică poartă numele de coeficient dinamic Ψ. De regulă, coeficientul dinamic are valori $\Psi > 1$.

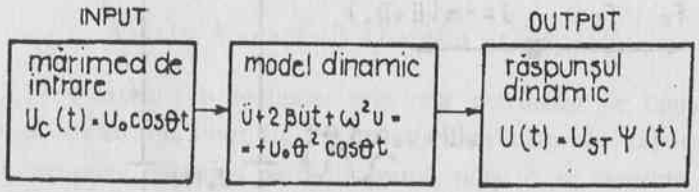


Fig. 2.13. Relația intrare – ieșire în modelul dinamic.

Aceeași acțiune, deplasarea bazei de rezemare u_0 aplicată dinamic unei structuri, are un efect majorat față de situația aplicării ei statice. În domeniul elasticității liniare de comportare a materialului, concluzia aceasta se aplică la nivel de eforturi unitare respectiv de deformații:

$$\{\sigma\}^{max}_{dinamic} = \Psi \cdot \{\sigma\}_{static} \qquad (2.24)$$

$$\{u\}^{max}_{dinamic} = \Psi \cdot \{u\}_{static} \qquad (2.25)$$

Deci, în regim dinamic, structura este mai solicitată decât în regim static.

Fenomenul de rezonanță. Dacă excitația mișcării armonice are aceeași pulsație cu a modelului, adică $\theta \approx \omega$, se ajunge la fenomenul de rezonanță. În această situație, factorul de amplificare atinge valoarea

$$\Psi = (2 \cdot \xi)^{-1} \qquad (2.26)$$

Dacă pentru oțel $A = 0.02$, iar pentru beton armat $A = 0.05$, rezultă $U = 25$, $U = 10$. Deci răspunsul dinamic al modelului este foarte mare în comparație cu răspunsul static. Pentru o astfel de deplasare respectiv stare de solicitare,construcția nu este pregătită și ea se va prăbuși. Pe durata acțiunii unei cauze perturbatoare de tip armonic, pulsația u a modelului se poate considera constantă. O excitație armonică monotonă poate să aibă evoluția ca într-una din situațiile prezentate în fig. 2.14. Astfel, în cazul (1), $\theta<\omega$, construcția rezistă, în cazul (2), $\theta>\omega$, construcția își păstrează integritatea, cu toate că la pornire și oprire se înregistrează două momente de rezo-

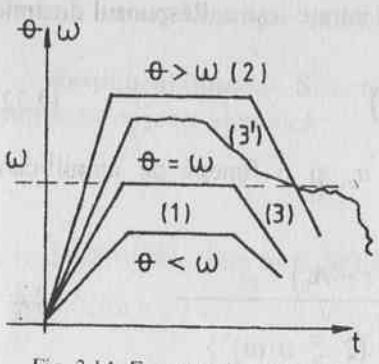


Fig. 2.14. Fenomenul rezonanței.

nanță tranzitorie. Situația (3), (3′) când $\theta \approx \omega$ pentru o durată de timp dă posibilitatea formării mecanismelor de cedare prin apariția articulațiilor plastice: betonul comprimat se strivește, armătura în zona întinsă curge la elementele din beton armat iar la elementele de oțel se plastifică secțiunile critice, în consecință construcția se prăbușește.

Aceste considerente sunt valabile și în cazul acțiunii seismice când perioada de mișcării bazei rezemare se apropie de perioada naturală a construcției.

2.3.6. RĂSPUNSUL SEISMIC LINIAR

2.3.6.1. Integrala Duhamel

Se consideră modelul dinamic din fig. 2.12, acționat la baza de rezemare de o mișcarea seismică. Se urmărește numai deplasarea pe direcția gradului de libertate. Scriind ecuația echilibrului dinamic pe direcția gradului de libertate între forța de amortizare $F_a = c \cdot \dot{u}$, forța elastică $F_e = k \cdot u$ și forța de inerție $J = -m(\ddot{u} + \ddot{u}_0)$ se obține ecuația:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_0. \qquad (2.18')$$

Ținând seama de notațiile (2.8–2.9) ecuația devine:

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_0 \qquad (2.18'')$$

Ecuația (2.18″) reprezintă modelul matematic al sistemului cu masa unitate, frecvența circulară ω și factorul amortizării ξ. Soluția ei se cunoaște sub numele de **integrala Duhamel**, motiv pentru care ecuația (2.18″) se transcrie:

$$\ddot{D} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{D} + \omega^2 \cdot D = -\ddot{u}_0 \qquad (2.27)$$

și are soluția:

$$D(t) = -\frac{1}{\omega_r}\int_0^t \ddot{u}_0(\tau) \cdot \exp[-\xi \cdot \omega \cdot (t-\tau)] \cdot \sin(t-\tau)\omega_r \cdot d\tau \qquad (2.28)$$

Întrucât accelerația bazei de rezemare se prezintă sub forma unei înregistrări, fig. 1.5, soluția ecuației se obține prin integrarea numerică folosind metoda Simpson, metoda Runge-Kutta, Newton-Raphson etc. Derivând relația (2.28) o dată, respectiv de două ori se obține viteza relativă respectiv accelerația momentană a masei sistemului cu 1 g.l.d.

2.3.6.2. Răspuns seismic liniar în proces biografic

Ecuația diferențială a echilibrului dinamic (2.18) se rezolvă aproximativ exprimând derivatele prin diferențe finite centrate la un pas de timp constant $\Delta t_i = \Delta t$. Astfel viteza, respectiv accelerația se scrie:

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \; ; \; \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} \qquad (2.29\text{–}2.30)$$

Cu aceste relaţii ecuaţia echilibrului dinamic devine:

$$m\frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} + c\frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} + ku_i = p_i, \qquad (3.31)$$

unde s-a notat:

$$p_i = -m\ddot{u}_{0i} \qquad (2.32)$$

iar $\ddot{u}_{0i}$ este mărimea acceleraţiei la timpul $t_i = i \cdot \Delta t$. Se consideră cunoscute din paşii anteriori: u_{i-1}, u_i astfel că pentru u_{i+1} se găseşte expresia:

$$\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t}\right]u_{i+1} = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t}\right]u_{i-1} - \left[k - \frac{m}{(\Delta t)^2}\right]u_i \qquad (2.33)$$

Se practică următoarele notaţii:

$$a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \; ; \quad b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \qquad (2.34\text{–}2.35)$$

$$\hat{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \; ; \quad \hat{p}_i = p_i - au_{i-1} - bu_i \qquad (2.36\text{–}2.37)$$

Rezultă în final ecuaţia:

$$\hat{k}_i u_{i+1} = \hat{p}_i \qquad (2.38)$$

cu soluţia:

$$u_{i+1} = \hat{p}_i / \hat{k}_i \, . \qquad (2.39)$$

Procedeul necesită determinarea valorilor iniţiale u_0, u_{-1}. Din condiţiile iniţiale cunoscute prin $u_0, \dot{u}_0$ şi din relaţia:

$$m\ddot{u}_0 + c\dot{u}_0 + ku_0 = p_0$$

rezultă:

$$\ddot{u}_0 = (p_0 - c\dot{u}_0 + ku_0)/m \qquad (2.40)$$

Determinarea lui u_{-1} se face scriind diferenţele finite:

$$\dot{u}_0 = \frac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta t} \text{ şi } \ddot{u}_0 \frac{u_1 - 2u_0 + u_{-1}}{(\Delta t)^2} \qquad (2.41\text{–}2.42)$$

din care se deduce:

$$u_{-1} = u_0 - (\Delta t)\dot{u}_0 + (\Delta t)^2 k\ddot{u}_0/2 \qquad (2.43)$$

Procedeul ilustrat mai sus poate fi cu uşurinţă implementat într-un program de calcul automat.

2.3.7. EXCITAŢIE SEISMICĂ – RĂSPUNS SEISMIC

2.3.7.1. Excitaţie seismică

Acceleraţia mişcării terenului care apare în ecuaţia (2.18) are o importanţă hotărâtoare. O accelerogramă reuşită permite aflarea completă a răspunsului seismic al sistemului cu 1 g.l.d. Accelerograme ale unor cutremure puternice sunt în număr redus, câteva au fost obţinute pe Terra, mai multe au fost reuşite pentru cutremure moderate. În România, pentru cutremurul de la 4 martie 1977, s-a reuşit o singură înregistrare la Bucureşti, fig. 1.5. În fig. 1.6 sunt reproduse câteva accelerograme înregistrate în diferite puncte pe Terra. Se constată o largă variabilitate a duratei, amplitudinilor, a valorii de vârf etc. În consecinţă, acceleraţia mişcării terenului variază puternic neregulat în raport cu timpul, dar şi cu locul de înregistrare şi focarul de proveniență.

O manieră utilă de a defini o accelerogramă o reprezintă valorile numerice la momente de timp precizate. Intervalul de timp trebuie să fie suficient de mic pentru o descriere realistă şi precisă a accelerogramei. De regulă, intervalul de timp la care se digitizează accelerograma se alege 0,01–0,02 sec. obţinându-se un număr de 1000–3000 de ordonate care descriu mişcarea.

2.3.7.2. Răspuns seismic biografic

Ecuaţia mişcării sistemului cu 1 g.l.d. (2.18) pentru accelerograma Vrancea 1977, fig. 1.5, a fost integrată în proces biografic pentru caracteristicile notate în tabelul 2.1.

Alura răspunsului seismic sub forma deplasării momentane, vitezei, respectiv acceleraţiei ca şi valorile de vârf ale acestora sunt evidenţiate în fig. 2.15, fig. 2.16 şi fig. 2.17. Sinoptic se constată că sistemele cu perioadă mare au deplasările cele mai mari. Variantele având aceeaşi perioadă se diferenţiază datorită amortizării şi anume, la amortizare mare corespund deplasări mai mici. Având în vedere relaţia dintre forţa statică şi deplasare :

$$F_s(t) = k \cdot u(t) \qquad (2.44)$$

se poate evalua forţa $F_s(t)$ care încarcă sistemul la un moment dat. Aceasta este metoda forţelor static echivalente care foloseşte *k*, rigiditatea statică.

Tabelul 2.1.

Variante de sistem cu 1 g.l.d.

Varianta nr.	Factorul de amortizare	Perioada
1.1	0,02	0,5
1.2	0,02	1,0
1.3	0,02	1,5
2.1	0,05	0,5
2.2	0,05	1,0
2.3	0,05	1,5
3.1	0,10	0,5
3.2	0,10	1,0
3.3	0,10	1,5

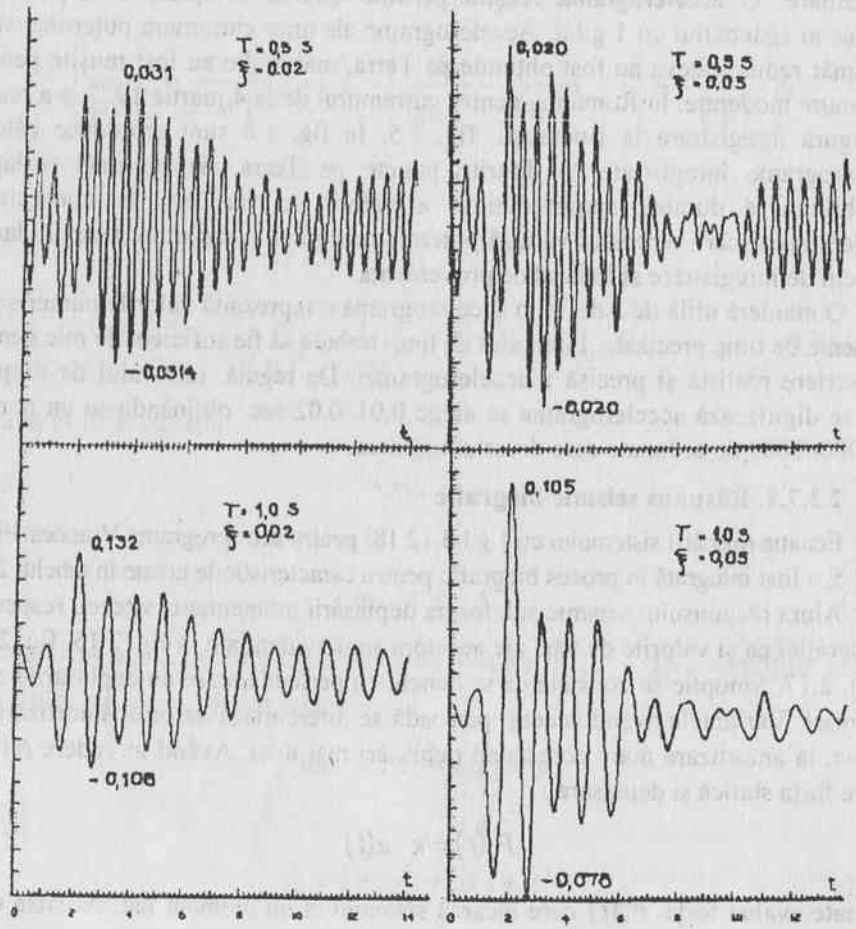


Fig. 2.15. Răspunsul seismic momentan-deplasare.

Exprimând rigiditatea sistemului prin masa lui, $\omega_n^2 = k/m$, expresia forței seismice primește o formă mai obișnuită

$$F_s(t) = m \cdot \omega_n^2 \cdot u(t) = m \cdot A(t), \tag{2.45}$$

unde s-a notat:

$$A(t) = \omega_n^2 \cdot u(t). \tag{2.46}$$

Se constată că forța static echivalentă este produsul dintre masă și factorul $A(t)$ ceea ce este diferit de produsul masă și accelerația totală. Din acest motiv, factorul $A(t)$ se numește pseudoaccelerație. În fig.2.16, fig.2.17 este prezentat răspunsul seismic sub forma vitezei relative respectiv a accelerației absolute.

2.3.7.3. Conceptul de răspuns spectral

Conceptul de răspuns spectral în Ingineria seismică constituie mijlocul cel mai convenabil de a ilustra răspunsul de vârf pentru toate sistemele cu 1 g.l.d. la o mișcare seismică aplicată bazei de rezemare. De asemenea, el include cunoștințe de Dinamica construcțiilor pentru proiectarea structurală așa cum este ea tratată de norme.

Reprezentarea grafică a variației vârfului uneia dintre cantitățile: deplasare, viteză relativă, accelerație funcție de perioada vibrațiilor naturale se numește răspuns spectral. Pentru un cutremur într-un amplasament se definesc răspunsul spectral al deplasării, răspunsul spectral al vitezei relative și răspunsul spectral al accelerației absolute:

$$S_d(T_n,\xi) = \max|u(t,T_n,\xi)| = \max|D(t,T_n,\xi)|$$

$$S_v(T_n,\xi) = \max|\dot{u}(t,T_n,\xi)| = \max|\dot{D}(t,T_n,\xi)| \tag{2.47–2.49}$$

$$S_a(T_n,\xi) = \max|\ddot{u}(t,T_n,\xi)| = \max|\ddot{D}(t,T_n,\xi)|$$

Aceste spectre se definesc pe cele trei direcții de înregistrare ale cutremurului N-S, E–V și direcție verticală.

2.3.7.4. Spectrul de răspuns al deplasării, al pseudovitezei și al pseudoaccelerației

Pentru cutremurul Vrancea 4 martie 1977, componenta N–S și folosind rezultatele exprimate în fig. 2.15, fig. 2.16 și fig. 2.17, se poate construi spectrul de răspuns al deplasării din fig. 2.18 a, pentru factorul amortizării 0.02, rerpectiv 0,05 redactat în tabelul 2.2

Tabelul 2.2

Spectrul deplasării în m

Factorul amortizării	Perioada T (sec)				
ξ	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
0,02	0,0314	0,132	0,251	0.5998	0,260
0,05	0,020	0,105	0,223	0,340	0,272

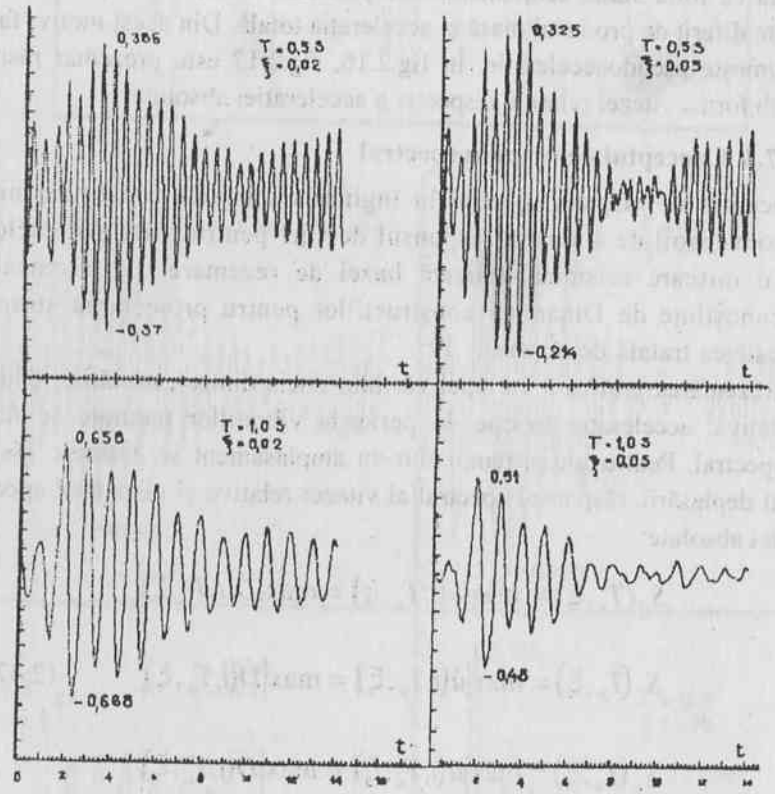


Fig. 2.16. Răspuns seismic momentan sub forma vitezei relative.

Colecția deplasărilor maxime ale sistemului cu 1 g.l.d. de diferite perioade dar cu un alt factor de amortizare permite desenarea unui alt spectru. Sistemul cu 1 g.l.d., având frecvența circulară ω_n are valoarea de vârf a deplasării D datorită mișcării seismice a terenului. Mărimea:

$$V = \omega_n \cdot D = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \cdot D \qquad (2.50)$$

are unitatea de măsură a vitezei și poartă numele de pseudoviteză. Cu ajutorul ei se poate evalua mărimea energiei de deformație de care este capabil sistemul cu comportare elastică în timpul cutremurului:

$$E_c = \frac{k \cdot D^2}{2} = \frac{k(V/\omega_n)^2}{2} = \frac{m \cdot V^2}{2} \qquad (2.51)$$

Membrul drept al relației (2.51) reprezintă energia cinetică a masei m care se mișcă cu pseudoviteza V. Termenul pseudo este folosit întrucât V nu este vârful vitezei masei sistemului dar are dimensiunea de viteză.

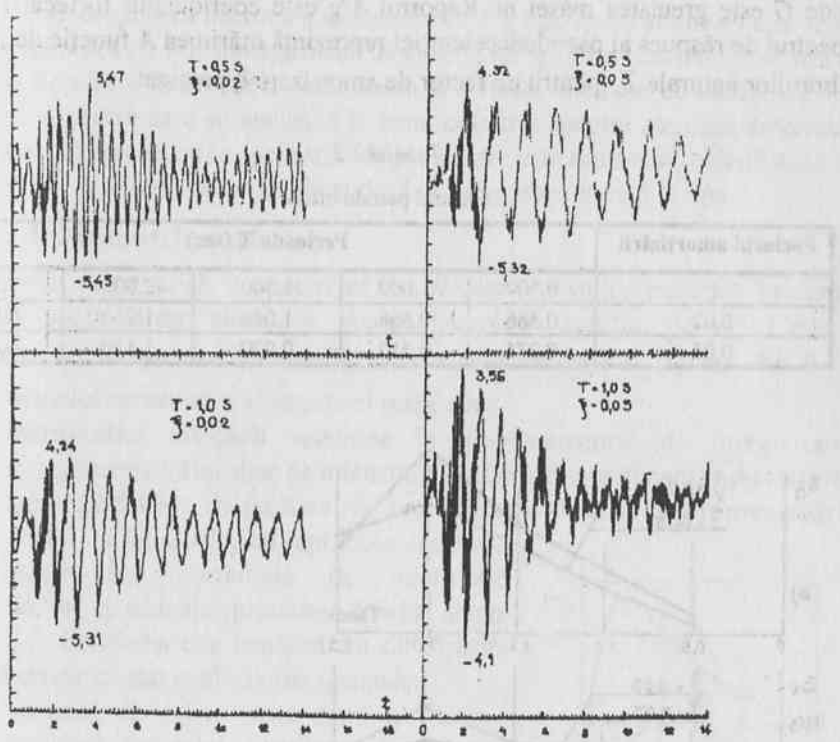


Fig. 2.17. Răspuns seismic momentan sub forma accelereției absolute.

Folosind deformațiile de vârf D ale sistemului cu 1 g.l.d. pentru factorul de amortizare 0,02 și 0,05 s-au calculat valorile spectrale ale pseudovitezei în tabelul 2.3 și s-au reprezentat grafic în fig. 2.18 b.

Pentru sistemul cu 1 g.l.d. având frecvența circulară ω_n, cu ajutorul valorii de vârf a deplasării D datorită mișcării seismice a terenului, se definește mărimea:

$$A = \omega^2 \cdot D = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_n}\right)^2 \cdot D. \qquad (2.52)$$

Cantitatea A se măsoară în unități de accelerație, dar nu reprezintă adevărata valoare a vârfului accelerației, din care motiv se numește pseudoaccelerație. Pseudoaccelerația servește la calculul forței tăietoare de bază sau valoarea de vârf a forței static echivalente:

$$S_{TOT} = m \cdot A = \frac{A}{g} \cdot G, \qquad (2.53)$$

unde G este greutatea masei m. Raportul A/g este coeficientul forfecării la bază Spectrul de răspuns al pseudoaccelerației reprezintă mărimea A funcție de perioada vibrațiilor naturale T_n pentru un factor de amortizare ξ precizat.

Tabelul 2.3

Spectrul pseudovitezei

Factorul amortizării	Perioada T (sec)				
ξ	0,500	1,000	1,500	2,000	2,50
0,02	0,386	0,668	1,046	1,930	0,81
0,05	0,235	0,512	0,920	1,130	0,86

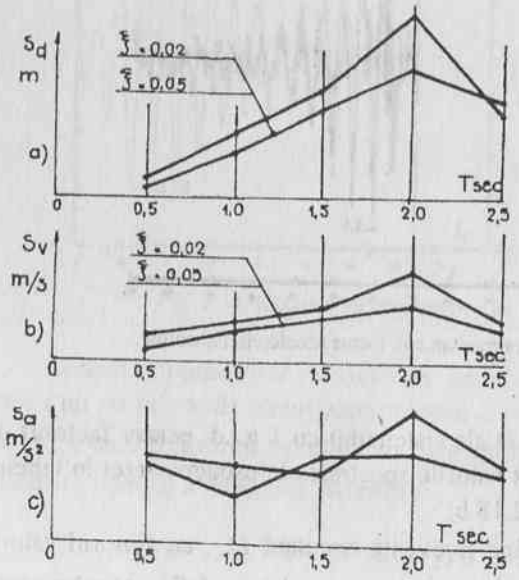


Fig. 2.18. Spectre de răspuns: a) al deplasării; b) al vitezei; c) al accelerației.

Tabelul 2.4

Spectrul pseudoaccelerației m/s²

Factorul amortizării	Perioada T (sec)				
ξ	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50
0,02	5,47	5,30	4,82	7,80	5,25
0,05	5,32	4,10	5,32	5,60	5,17

În tabelul 2.4 sunt redactate valorile spectrale ale pseudoaccelerației iar în fig. 2.18 c alura pentru două valori ale factorului amortizării. Fiecare spectru furnizează o anumită cantitate cu un înțeles fizic diferențiat. Astfel, spectrul deplasării arată deplasarea maximă a sistemului cu 1 g.l.d., spectrul vitezei este legat de energia specifică de vârf înmagazinată de sistem, iar spectrul accelerației se referă la valoarea de vârf a forței static echivalente și a forței tăietoare de bază. Acestea sunt motivele pentru care se apelează la toate cele trei spectre ale unui cutremur. Pe de altă parte, aproximarea spectrului de proiectare este mult mai realistă dacă se bazează pe trei cantități spectrale, decât dacă se raportează numai la una.

2.3.7.5. Parametrii spectrelor

Expresia matematică a spectrelor de răspuns seismic, pune în evidență parametrii care hotărăsc alura lor. Acești parametri aparțin, pe de o parte, seismului și sunt concentrați în configurația accelerogramei $\ddot{u}_0(t)$ iar alții ξ, ω aparțin sistemului constructiv al structurii respective.

a) Parametrii mișcării seismice în amplasamentul de înregistrare. Spectrele sunt puternic influențate de intensitatea seismului, de distanța epicentrală, de mecanismul de faliere, de pachetul de roci parcurse până la locul înregistrării seismice. Astfel, în fig. 2.19, sunt reproduse spectrele vitezei pentru trei cutremure de intensitate comparabilă, dar cu distanța epicentrală diferită, notate în tabelul 2.5. Concluzia este imediată: cu cât distanța epicentrală crește, cu atât scad valorile spectrale.

Mecanismul de faliere este propriu fiecărui focar. Adâncimea focarului, cantitatea de energie eliberată, grosimea pachetului până la roca de bază, numărul repli-cilor seismice prin care se eliberează energia sunt tot atâția factori care individualizează mecanismul de faliere.

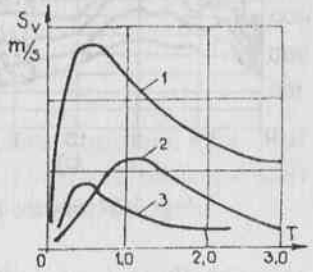


Fig. 2.19. Spectrul vitezei la trei focare.

Compararea chiar și numai sinoptică a alurii spectrelor seismului de la El Centro cu magnitudinea M = 7,0, distanța epicentrală 24 km, fig. 2.20 c cu ale seismului vrâncean cu magnitudinea M = 7.2, distanța epicentrală 150 km, fig. 2.20 a,b evidențiază efectul mecanismului tectonic.

Tabelul 2.5

Cutremure de intensitate comparabilă la distanțe epicentrale diferite

Nr. crt.	Epicentru	Țara	Magnitudine	Distanță epicentrală (km)
1	Agadâr	Maroc	5,75	3,5
2	Port Hueneme	SUA	4,70	9,0
3	San Francisco	SUA	5,30	18,0

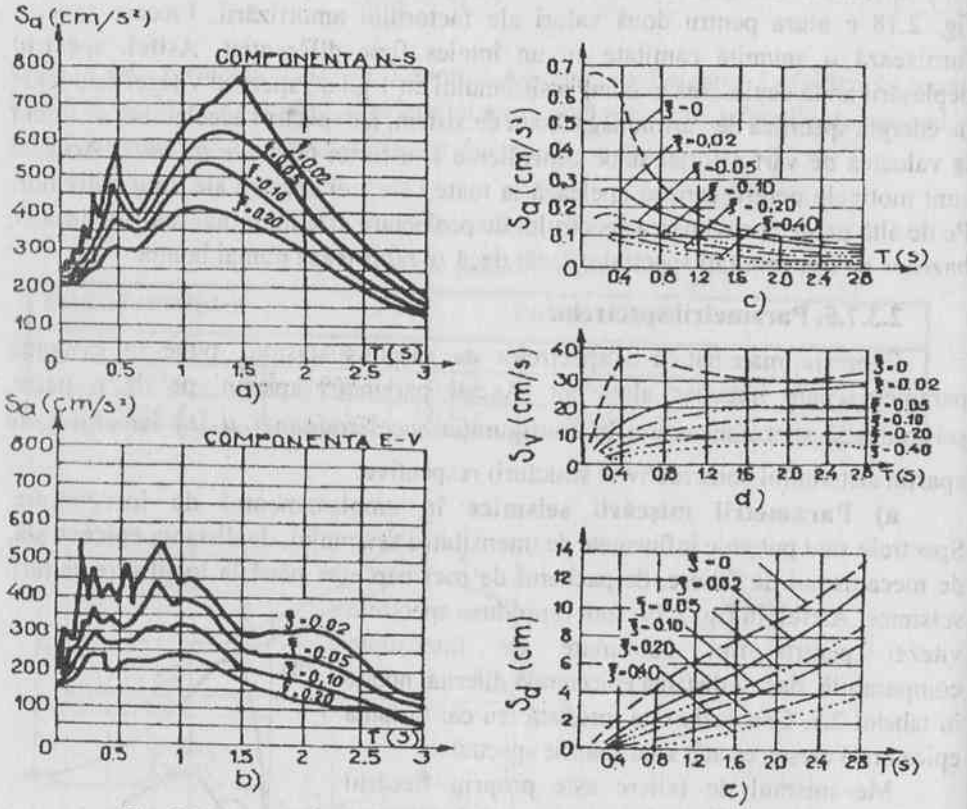


Fig. 2.20. Spectre de răspuns seismic: Vrancea-77 a.b El Centro 40 c.d.e.

„Condițiile terenului" unde se face înregistrarea, pot influența alura și valoarea spectrelor. În fig. 2.21 sunt redate, pentru același seism, spectrele accelerației obținute în diferite terenuri la distanțe epicentrale comparabile. Formațiunile neconsolidate ale terenului situate deasupra rocii de bază, pot amplifica accelerația rocii de bază până la 4 ori. Mărimea amplificării este în directă legătură cu perioada proprie de oscilație a terenului.

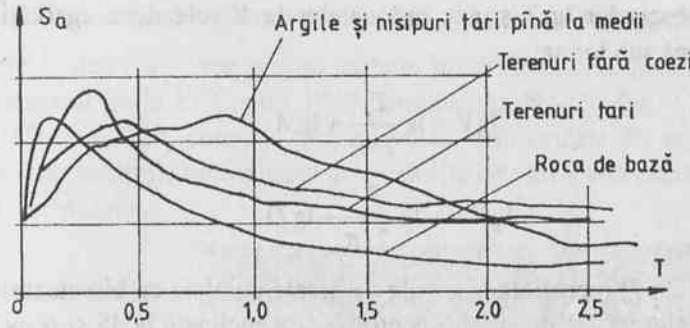


Fig. 2.21. Spectrul accelerației în terenuri diferte.

Tabelul 2.6

Sporirea intensității seismice datorită terenului

Nr. crt.	Natura terenului	Grade MSK adăugate
1	Aluviuni, nisipuri, turbă	1 – 2
2	Argile, marne, loess, lut, argilă în stare plastică	1 – 3
3	Terenuri de umplutură	2 – 3
4	Terenuri mlăștinoase	3 – 4
5	Gresii alterate, brecii, conglomerate	1 – 2

În tabelul 2.6 sunt redate valorile aproximative ale amplificării intensității seismice, funcție de natura terenului. Nivelul apei freatice poate fi un factor de amplificare, dacă el este ridicat sau dacă fundațiile construcțiilor ajung până în apropierea lui.

b) Parametrii sistemului dinamic. În cadrul aceleiași valori a fracțiunii din amortizarea critică, valorile spectrale diferă funcție de perioada T_n a modelului. Raportat la amortizare, valorile spectrale sunt cu atât mai mici cu cât posibilitățile de amortizare ale modelului sunt mai mari.

2.3.8. SPECTRU COMBINAT D-V-A

Reprezentarea spectrelor de răspuns în coordonate logaritmice în mod combinat permite precizarea altor concluzii practice. Diagrama cu patru scări logaritmice, fig. 2.22, se bazează pe relația între cele trei cantități spectrale:

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n \cdot D \qquad (2.54–2.55)$$

sau

$$\frac{T_n}{2 \cdot \pi} = V = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \cdot D \qquad (2.54'–2.55')$$

Alegând axa absciselor lg T şi axa ordonatelor lg V cele doua egalităţi (2.54′–2.55′) se exprimă sub forma:

$$\lg V = \lg \frac{T_n}{2 \cdot \pi} + \lg A \qquad (2.56)$$

$$\lg V = -\lg \frac{T_n}{2 \cdot \pi} + \lg D \,. \qquad (2.57)$$

Relaţiile (2.56–2.57) reprezintă fascicule de drepte paralele cu bisectoarele axelor de coordonate alese. Cele două scări pentru D şi A înclinate la 45 şi respectiv -45 de grade faţă de axa orizontală sunt de asemenea logaritmice, dar nu identice cu scara axei verticale. Se alege ca origină punctul $O_1\left(\lg V = 1 \therefore \lg \frac{T_n}{2 \cdot \pi} = 1\right)$ prin care se desenează două axe perpendiculare pe care se practică scări logaritmice egale cu cele de pe axele cu origina O. Aceste axe, având origina diferită de a sistemului de axe iniţial ($\lg V$, $\lg T_n/2 \cdot \pi$), definesc reţeaua de linii corespunzătoare pentru D = const., respectiv A = const. Pe acest sistem de referinţă, cele trei spectre de răspuns pot fi combinate într-un singur desen compact exemplificat în fig. 2.22. Perechea de valori numerice pentru V şi T_n se reprezintă în scară logaritmică şi defineşte punctul M. Pentru o perioadă dată T_n, valorile pentru D şi A pot fi citite pe axele diagonale. Un asemenea desen se realizează pentru

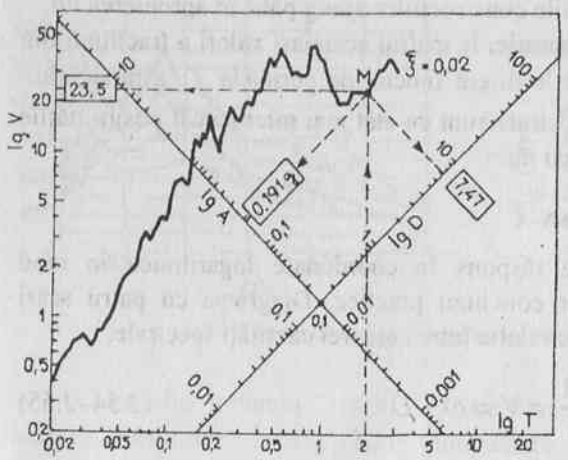


Fig. 2.22. Diagramă spectrală cu patru intrări.

un factor de amortizare precizat. Pentru factorii de amortizare uzuali şi perioade de la 0,02–2,50 sec în fig. 2.23 sunt reprezentate asemenea curbe pentru cutremurul El Centro 1940 componenta N–S, de asemenea pentru cutremurul Vrancea 1977, fig. 2.24.

2.3.9. ANALIZA RĂSPUNSULUI SPECTRAL PE DIAGRAMA LOGARITMICĂ

În cele de mai jos se vor analiza curbele spectrale în coordonate logaritmice pentru cutremurul de la El Centro 1940 componenta N – S, fig. 2.23, respectiv Vrancea 1977, fig. 2.24, concluziile fiind valabile la oricare alt seism. Figurile prezintă curbele spectrale normalizate prin valorile de vârf ale deplasării, vitezei şi acceleraţiei terenului $\ddot{u}_t$.

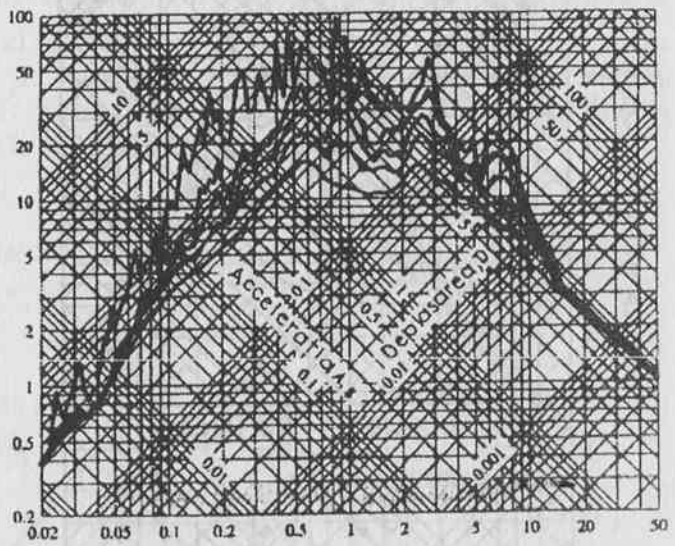


Fig. 2.23. Diagrama D-V-A cutremur. El centro 1940.

Fig. 2.25 conţine un singur desen şi anume acela corespunzător mişcării terenului dat pentru factorul amortizării 0,05 cu linie continuă, iar cu linie punctată o variantă idealizată, netezită. Pe baza diagramei din fig. 2.25 se va discuta răspunsul spectral pe domenii ale valorilor perioadei naturale, separate prin valorile perioadelor la punctele a, b, c, d, e şi f. Pentru un sistem cu perioadă foarte mică $T_n < T_a = 0.35$ sec., pseudoacceleraţia A, pentru toate valorile amortizării este aproximativ egală cu acceleraţia terenului (curbele spectrale se desprind asimptotic de pe dreapta - acceleraţie teren) iar valorile spectrale ale deplasării D sunt foarte mici.

Această tendinţă are explicaţia fizică următoare: un sistem rigid îşi mişcă masa o dată cu terenul iar deformaţia lui este neglijabilă. Mai mult, pentru asemenea sistem de foarte mică perioadă, acceleraţia de vârf a masei este aproape identică cu vârful pseudoacceleraţiei A deci $\ddot{u}(t) \approx -A(t)$.

Pentru sisteme cu perioadă foarte mare, $T_n > T_f = 15$ sec., valorile spectrale ale deplasării D pentru oricare factor de amortizare sunt aproximativ egale cu deplasarea terenului u_{t0}, iar pseudoacceleraţia A este foarte mică. Deci forţa de inerţie mA care atacă sistemul este foarte mică. Explicţia este următoare: o masă fixată de un sistem flexibil, la mişcarea bazei de rezemare, rămâne staţionară, în

timp ce baza de rezemare, terenul, se mişcă sub ea. Aceasta implică $\ddot{u}(t) \approx 0$, $u(t) \approx -u_t(t)$ şi $D \approx u_t$.

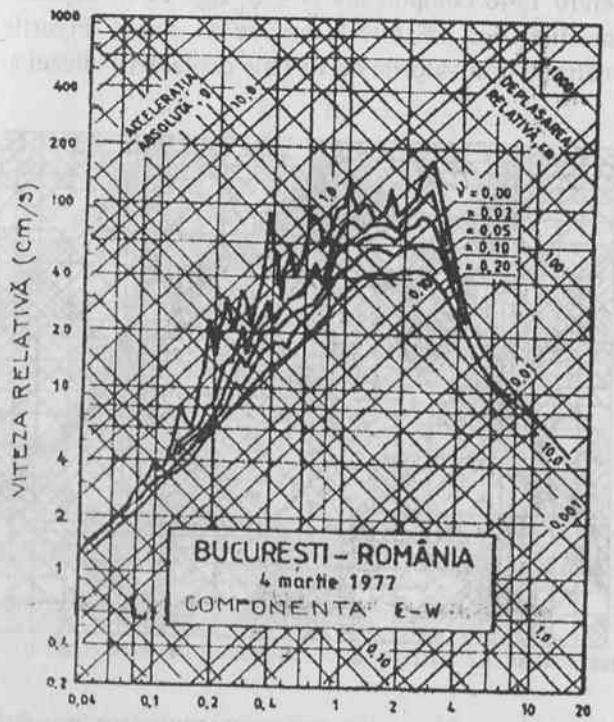


Fig. 2.24. Diagrama D– V – A, cutremurul Vrancea 1977.

La sisteme cu perioadă intermediară, între $T_c = 0.5$ sec. şi $T_d = 3$ sec., pseudoviteza V depăşeşte viteza maximă a terenului $\dot{u}_{t0}$. Pe acest domeniu V poate fi idealizat printr-o constantă la o valoare egală cu viteza maximă a terenului majorată cu un factor depinzând de factorul amortizării ξ. În baza acestor observaţii, spectrul de răspuns poate fi divizat în trei domenii după mărimea perioadei. Domeniul perioadelor lungi, la dreapta punctului d, $T_n > T_d$ este regiunea sensibilă la deplasări deoarece răspunsul spectral este cel mai mult legat de deplasarea terenului. Regiunea perioadelor scurte, la stânga punctului c, $T_n < T_c$ este domeniul sensibil la acceleraţii deoarece răspunsul spectral este direct legat de acceleraţia terenului. Domeniul perioadelor intermediare între punctele c, d, $T_c < T_n < T_d$, este sensibil la viteză deoarece răspunsul structural apare a fi mai legat de viteza terenului decât de alţi parametrii ai mişcării terenului. Pentru o mişcare particulară a terenului, perioadele T_a, T_b, T_e şi T_f la spectrul idealizat sunt independente de amortizare pe când T_c şi T_d variază cu amortizarea.

Remarcile de mai sus s-au desprins din analiza graficului combinat al răspunsului spectral în coordonate logaritmice, ceea ce nu este atât de evident din graficele răspunsurilor spectrale în coordonate liniare. Concluziile de mai sus sugerează idealizarea răspunsului spectral printr-o serie de linii drepte *a-b-c-d-e-f*.

Pentru o mişcare de teren dată, valorile perioadei asociate cu punctele *a, b, c, d, e* şi *f* ca şi factorii de amplificare pe segmentele *b-c, c-d* şi *d-e* sunt specifici mişcării.

Valorile perioadelor asociate T_a, T_b, T_c, T_d, T_e şi T_f, ca şi factorii de amplificare nu sunt unici. Ei depind de la o mişcare de teren la alta. Variaţia aceasta este cauzată de magnitudinea cutremurului, distanţa epicentrală, mecanismul de faliere şi condiţiile locale ale terenului. Variaţii mari există datorită diferenţelor probabiliste la înregistrări chiar în condiţii similare.

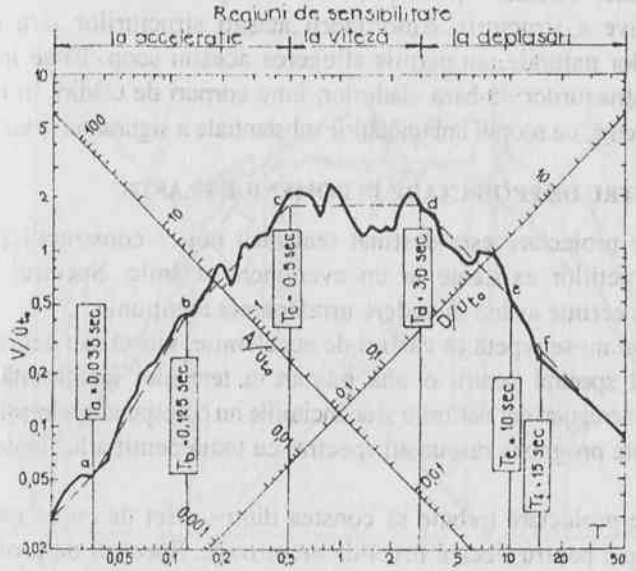


Fig. 2.25. Răspuns spectral în coordonate logaritmice.

Spectrul idealizat din fig. 2.25 nu este operant deoarece coordonatele sunt logaritmice. Amortizarea are o influenţă hotărâtoare asupra spectrului de răspuns seismic. Amortizarea nulă face curba foarte neregulată, puternic dinţată, ceea ce indică un răspuns seismic foarte sensibil la diferenţe mici ale perioadei naturale. Introducerea amortizării face ca răspunsul să fie mai puţin sensibil la perioade apropiate, curba spectrală are dinţii mai uniformi şi mai rotunjiţi. În cazul limită $T_n \to 0$ amortizarea nu afectează răspunsul deoarece sistemul se mişcă rigid o dată cu terenul.

La celălalt caz limită $T_n \to \infty$ amortizarea din nou nu afectează răspunsul spectral deoarece terenul se mişcă sub sistemul structural. În cele trei domenii

definite mai sus prin perioade, efectul amortizării are tendința de a fi cel mai mare în regiunea sensibilă la viteză. în acest domeniu efectul amortizării depinde de caracteristicile mișcării terenului.

Dacă mișcarea terenului este aproape armonică la mai multe cicluri, efectul amortizării ar putea fi mai mare pentru sistemele de lângă rezonanță. Dacă mișcarea terenului este de scurtă durată cu numai câteva cicluri, influența amortizării ar putea fi mică. Se observă că efectul amortizării este mai puternic pentru valori mai mici ale amortizării. Aceasta înseamnă că la o creștere a amortizării de la 0% la 2% reducerea răspunsului seismic este mai mare decât la o creștere a amortizării de la 5% la 7%. Efectul amortizării, în reducerea răspunsului, depinde implicit de perioadă, ceea ce evidențiază complexitatea răspunsului structural la cutremure.

Mișcarea unei structuri și forțele asociate pot fi reduse prin creșterea amortizării efective a structurii. Amortizorii atașați structurilor fără a schimba perioada vibrațiilor naturale, au permis atingerea acestui scop. Ei se înserează în diferite zone ale structurilor: la baza clădirilor, între corpuri de clădiri, în corpul unor elemente de rezistență, cu scopul îmbunătățirii substanțiale a siguranței la cutremure.

2.3.10. SPECTRU DE PROIECTARE ÎN DOMENIUL ELASTIC

Spectrul de proiectare este destinat realizării noilor construcții și evaluării siguranței construcțiilor existente la un eveniment seismic. Spectrul trebuie să satisfacă anumite cerințe având în vedere următoarele mențiuni:

– cutremurul nu se repetă ca vârfuri de accelerație, viteză sau deplasare;

– răspunsul spectral pentru o altă mișcare a terenului înregistrată în același amplasament este neregulat dar vârfurile și adâncimile nu corespund aceloraşi perioade;

– nu se poate prognoza răspunsul spectral cu toată dentiția lui în detaliu la un cutremur.

Spectrul de proiectare trebuie să constea dintr-un set de curbe netede sau o serie de linii drepte pentru fiecare nivel de amortizare. Spectrul de proiectare este reprezentativ pentru cutremurele care s-au manifestat în trecut

Analiza statistică a răspunsurilor spectrale pentru ansamblul a N mișcări ale terenului înregistrate în amplasament stă la baza spectrului de proiectare. Se acceptă că pentru fiecare mișcare de pământ s-a calculat spectrul de răspuns normalizat ca în fig. 2.25. Fie o perioadă naturală T_n căreia îi corespund ordonatele răspunsurilor spectrale pentru mișcare a „i"-a: deformata spectrală normalizată D^i/u^i_{t0}. pseudoviteza normalizată $V^i/\dot{u}^i_{t0}$, pseudoaccelerația normalizată $A^i/\ddot{u}^i_{t0}$. Notațiile D^i, V^i și A^i sunt ordonatele răspunsurilor spectrale ale deformației, pseudovitezei respectiv pseudoaccelerației iar u^i_{t0}, $\dot{u}^i_{t0}$ și $\ddot{u}^i_{t0}$ sunt valorile de vârf ale deplasării, vitezei și accelerației terenului.

Asemenea triplete se definesc pentru fiecare mișcare a terenului din cele N considerate. Analiza statistică a acestor valori le așează pe câte o distribuție probabilistă. Astfel, corespunzător unei perioade T_n, mulțimea valorilor permite calculul unei valori medii și a abaterii standard. Fig. 2.26 ilustrează schematic, pentru trei perioade, cei doi parametri statistici ca și coeficientul de variație. Se constată că valorile sunt diferite. Dacă se unesc punctele, având ca ordonată media plus o abatere standard, se obține spectrul de răspuns mediu plus o abatere standard. Cele două curbe spectrale nou obținute sunt mult mai netede decât curbele mișcărilor individuale. Deci aceste spectre de răspuns se constituie într-o idealizare a curbelor spectrale individuale, făcând trecerea de la niște curbe foarte neregulate la o serie de segmente de dreaptă.

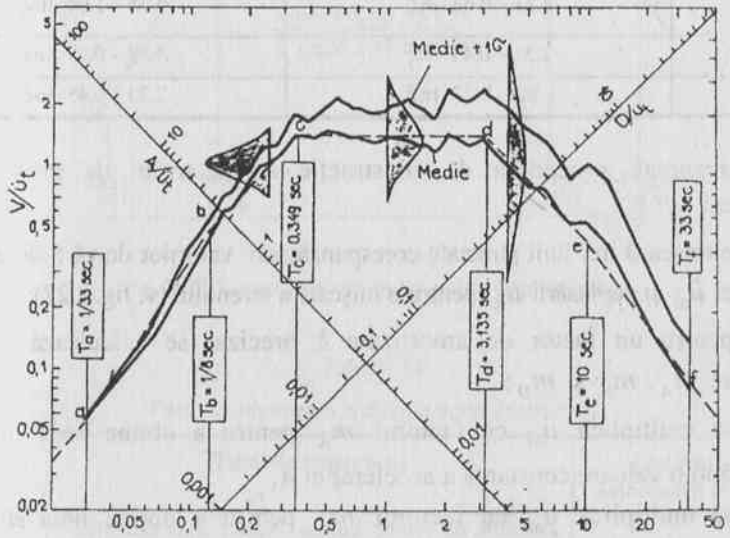


Fig. 2.26. Spectrul mediu și spectrul mediu plus o abatere.

Din cele de mai sus rezultă maniera de a construi spectrele de proiectare plecând de la mișcările terenului. Pentru valorile perioadelor T_a, T_b, T_e și T_f și pentru factorii de amplificare corespunzători celor trei zone spectrale s-a dezvoltat analiza de mai sus pentru un ansamblu mai larg de mișcări înregistrate într-un teren de sedimente. Factorii de amplificare pentru două nivele de probabilitate care să nu fie depășite 50% și 84,1% sunt dați în tabelul 2.7 de asemenea, funcție de factorul de amortizare se dă expresia factorului de amplificare în tabelul 2.8.

Tabelul 2.7

Factori de amplificare pentru Spectrul de proiectare

Amortizarea	Median 50%			O abatere 84.1%		
ξ %	m_A	m_V	m_D	m_A	m_V	m_D
2	2,74	2,03	1,63	3,66	22,92	2,42
5	2,12	1,65	1,59	2,71	2,30	2,01
10	1,64	1,37	1,20	1,99	1,84	1,69

Tabelul 2.8

Expresia factorilor de amplificare

Factorul	Median 50%	O abatere standard 84.1%
m_A	$3.21 - 0.68 \cdot \ln\xi$	$4.38 - 1.04 \cdot \ln\xi$
m_V	$2.31 - 0.41 \cdot \ln\xi$	$3.38 - 0.67 \cdot \ln\xi$
m_D	$1.82 - 0.27 \cdot \ln\xi$	$2.73 - 0.45 \cdot \ln\xi$

În rezumat, procedura de construcție a spectrului de proiectare este următoarea:

1. se trasează trei linii punctate corespunzătoare valorilor de vârf ale accelerației $\ddot{u}_{t0}$, vitezei $\dot{u}_{t0}$ și deplasării u_{t0} pentru o mișcare a terenului (v. fig. 2.27);

2. pentru un factor de amortizare ξ precizat se calculează factorii de amplificare m_A, m_V și m_D;

3. se multiplică $\ddot{u}_{t0}$ cu factorul m_A pentru a obține linia dreaptă *b-c* reprezentând o valoare constantă a accelerației *A*;

4. se multiplică $\dot{u}_{t0}$ cu factorul m_V pentru a obține linia dreaptă *c-d* reprezentând o valoare constantă a vitezei;

5. se multiplică u_{t0} cu factorul m_D pentru a obține linia dreaptă *d-e* reprezentând o valoare constantă a deplasării;

6. se desenează linia $A = \ddot{u}_{t0}$ pentru perioade mai mici decât T_a și linia $D = u_{t0}$ pentru perioade mai mari decât T_f;

7. se trasează liniile de tranziție *a-b* și *e-f* pentru a completa spectrul.

Pentru exemplificarea deosebirii esențiale între factorul amortizării de material și a factorului amortizării unei construcții în ansamblul, în tabelul 2.9 sunt date câteva valori rezultate din măsurători *in situ*. Dacă pentru oțel, respectiv pentru beton, factorul amortizării este 2 și 5, din tabelul 2.9 se deduce factorul

structural al amortizării. Deosebirile presupun o combinație implicită a factorilor de amortizare într-un anumit fel, care ia în seamă materialul, proporția acestuia în construcție și sistemul constructiv. Natura amortizării, caracterul ei neliniar sunt desigur evidente.

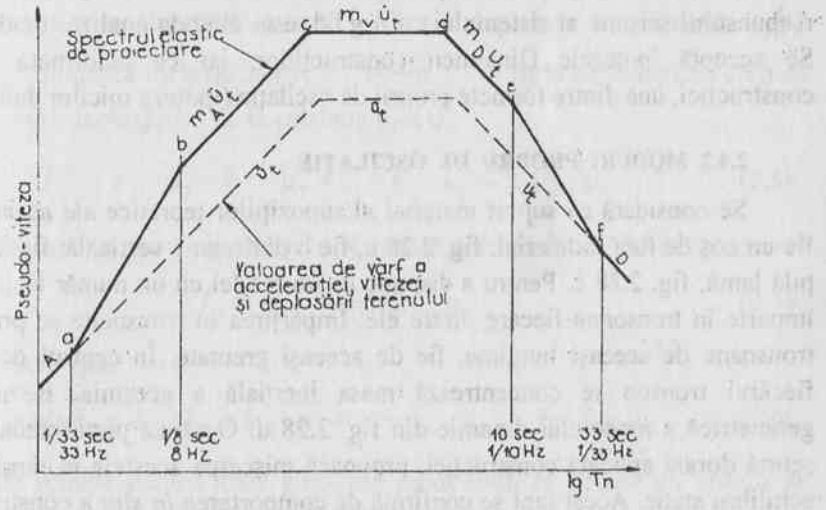


Fig. 2.27. Construcția spectrului elastic de proiectare.

Tabelul 2.9

Factorul amortizării la diferite tipuri de structuri

Nr. crt	Tipul de construcție	Factorul amortizării (%)
1	Cadre din oțel, sudate, cu toți pereții cu structură flexibilă	2
2	Cadre din oțel sudate, cu planșee normale din beton și zidării numai la exterior	5
3	Cadre din oțel bulonate cu planșee normale din beton și toți pereții din zidărie	10
4	Cadre din beton cu pereții având structură flexibilă	5
5	Cadre din beton, cu zidării exterioare rigide și zidării interioare flexibile	7
6	Cadre din beton cu pereții din beton	10
7	Diafragme din beton și zidărie	10
8	Construcții cu schelet și pereți din lemn	15

2.4. ANALIZA MODALĂ A RĂSPUNSULUI SEISMIC AL SISTEMULUI CU N GRADE DE LIBERTATE DINAMICĂ

2.4.1. INTRODUCERE

La nivelul actual de cunoştinţe, cea mai frecventă metodă de determinare a răspunsului seismic al sistemului cu *n* g.l.d. este metoda analizei modal-spectrale. Se acceptă ipotezele Dinamicii construcţiilor, iar ca deformată dinamică a construcţiei, una dintre formele proprii de oscilaţie (ipoteza micilor deformaţii).

2.4.2. MODURI PROPRII DE OSCILAŢIE

Se consideră ca suport material al supoziţiilor teoretice ale acestui paragraf, fie un coş de fum industrial, fig. 2.28 a, fie o diafragmă verticală, fig. 2.28 b, fie o pilă lamă, fig. 2.28 c. Pentru a dispune de un model cu un număr finit de g.l.d. se împarte în tronsoane fiecare dintre ele. Împărţirea în tronsoane se practică fie în tronsoane de aceeaşi lungime, fie de aceeaşi greutate. În centrul de greutate al fiecărui tronson se concentrează masa inerţială a acestuia. Rezultă schema geometrică a modelului dinamic din fig. 2.28 d. O cauză perturbatoare de foarte scurtă durată aplicată construcţiei, provoacă mişcarea acesteia în jurul poziţiei de echilibru static. Acest fapt se confirmă de comportarea *in situ* a construcţiilor care suportă convoaie, explozii, cutremure.

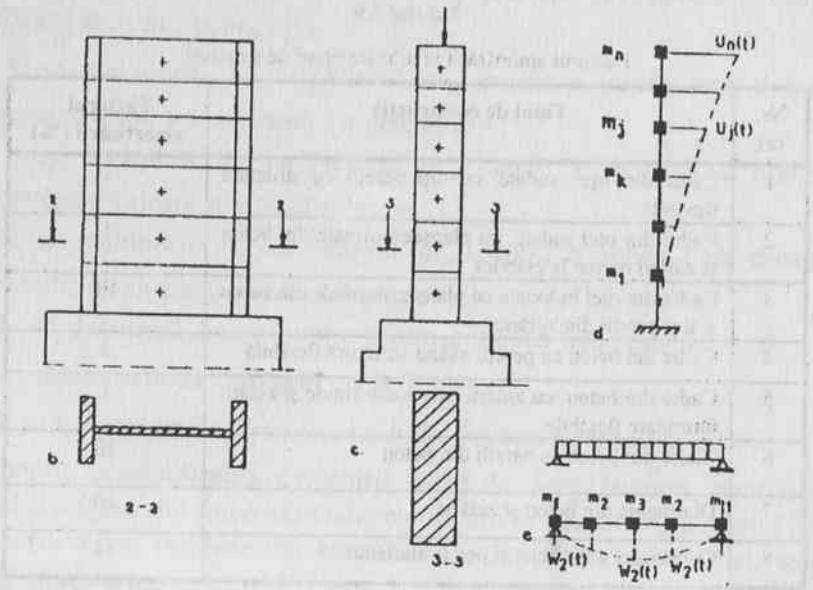


Fig. 2.28. Modelări cu mase concentrate.

Pentru deducerea analitică a mişcării structurilor dintr-o cauză perturbatoare de foarte scurtă durată la care interesează numai deplasările laterale, se acceptă schema din fig.2.28 d. Această simplificare aduce numărul g.l.d. la egalitate cu numărul maselor inerţiale. În cazul clădirilor în cadre, planşeele fiind şaibe rigide, se translatează pe orizontală fără a se deforma în planul lor. Acest fapt conduce la identitatea deplasărilor orizontale pentru toate punctele aceluiaşi planşeu.

Se consideră masa inerţială curentă m_j într-o deplasare momentană $u_j(t)$ când asupra ei acţionează forţa de inerţie $J_j = -m_j\ddot{u}_j$ şi forţa de reacţiune elastică la nivelul *j* datorită deplasărilor de la celelalte nivele:

$$F_j^r = k_{j1}\cdot u_1 + k_{j2}\cdot u_2 + ... + k_{jj}\cdot u_j + ... k_{jn}\cdot u_n \qquad (2.58)$$

Condiţia echilibrului dinamic pe direcţia g.l.d. -j în baza principiului d'Alembert se scrie:

$$J_j = F_j^r \;\; ; \;\; j=1,2,....,n \qquad (2.59)$$

sau în formă dezvoltată:

$$-m\cdot\ddot{u}_j = k_{j1}\cdot u_1 + k_{j2}\cdot u_2 + ... + k_{jn}\cdot u_n ; \quad j=1,2,...,n \qquad (2.60)$$

Scriind această ecuaţie pentru toate g.l.d. ale modelului, se obţine un sistem de ecuaţii liniare şi omogene având expresia matriceală:

$$[M]\cdot\{\ddot{u}\}+[K]\cdot\{u\}=\{0\} \qquad (2.61)$$

în care au intervenit notaţiile referitoare la matricea de inerţie, respectiv matricea de rigiditate:

$$[M]=\begin{bmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & \\ & & m_n \end{bmatrix} ; [K]=\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{2n} \\ k_{n1} & k_{n2} & k_{nn} \end{bmatrix} \qquad (2.62\text{–}2.63)$$

şi vectorul deplasării, respectiv al acceleraţiei:

$$\{u\}=\{u_1,u_2,...,u_n\}^T \;\; ; \;\; \{\ddot{u}\}=\{\ddot{u}_1,\ddot{u}_2,...,\ddot{u}_n\}^T \qquad (2.64\text{–}2.65)$$

Întrucât se caută oscilaţiile armonice ale modelului, se cunoaşte alura matematică a acestora:

$$\{u\}=\{a\}\cdot\sin\omega t \qquad (2.66)$$

unde $\{a\}$reprezintă vectorul amplitudinilor. Scriind vectorul acceleraţiei:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega^2 \cdot \{a\} \cdot \sin \omega t \qquad (2.65')$$

după retranscriere şi gruparea factorilor se obţine:

$$([M] - \lambda\lambda \cdot [K])\{a\} = \{0\} \qquad (2.67)$$

Acesta este un sistem de ecuaţii liniare şi omogene care admite soluţie diferită de soluţia banală dacă:

$$\det([M] - \lambda \cdot [K]) = 0 \qquad (2.68)$$

Ansamblul relaţiilor (2.67–2.68) poartă numele de problema valorilor proprii P.V.P. în raport cu matricea de rigiditate. Ecuaţia caracteristică (2.68) cu necunoscuta $\lambda = 1/\omega^2$ are gradul egal cu numărul g.l.d. şi toate rădăcinile pozitive:

$$\lambda_1 > \lambda_2 > \ldots\ldots > \lambda_n > 0 \qquad (2.69)$$

Înlocuirea valorii parametrului propriu λ în sistemul de ecuaţii omogene (2.67) ex. $\lambda = \lambda_1$ conduce la:

$$([M] - \lambda_1 \cdot [K]) \cdot \{a\}_1 = 0$$

Aflarea necunoscutelor se face funcţie de una aleasă arbitrar, ex. a_n=1. În această situaţie, soluţia sistemului (2.67) se numeşte **vectorul propriu normalizat** al modului întâi şi se notează cu $\{\phi\}_1$. Similar se procedează pentru celelalte moduri de oscilaţie.

Problema valorilor proprii se formulează şi în raport cu matricea de flexibilitate $[F]$ în baza egalităţii $[K]^{-1} = [F]$, când P.V.P. constă din expresiile:

$$([F] \cdot [M] - \lambda \cdot [I]) \cdot \{a\} = 0 \qquad (2.67)$$

$$\det([F] \cdot [M] - \lambda \cdot [I]) = 0 \qquad (2.68')$$

Modalitatea de rezolvare a problemei este aceeaşi redată de (2.67), (2.68').

Moduri de oscilaţie normalizate. Din punct de vedere ingineresc o construcţie modelată ca un sistem cu n g.l.d. poate oscila în n feluri numite moduri proprii de oscilaţie. Un mod de oscilaţie se precizează prin perioada oscilaţiilor şi vectorul amplitudinilor, mărimi care rezultă din rezolvarea P.V.P. Vectorul amplitudinilor arată deformata modelului în variantă calitativă, cu un factor neprecizat. Acest motiv conduce la ideea de normalizare a vectorilor proprii. Normalizarea se practică în două feluri:

a) Se atribuie valoarea unitate pentru amplitudinea unui g.l.d. Astfel în modul j de oscilaţie se preferă a_{nj}=1 şi atunci vectorul propriu normalizat al modului j se scrie:

$$\{\Phi\}_j = \{\phi_{1,j}, \phi_{2,j}, \ldots\ldots, \phi_{j,j}, \ldots, \phi_{n-1,j}, 1\}^T \qquad (2.70)$$

b) În discuţiile teoretice şi programele de calcul automat se foloseşte normalizarea prin intermediul aşa-numitei mase modale a cărei expresie este:

$$M_j^* = \{\Phi\}_j^T [M] \{\Phi\}_j = \sum_1^n m_k \phi_{k,j}^2 \qquad (2.71)$$

Dacă normalizarea se face în raport cu masa modală, ex. $M_j^* = 1$, j=1,2,...,n, atunci masele modale se numesc ortonormate şi satisfac egalitatea:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \qquad (2.72)$$

unde a intervenit matricea unitate $[I]$ şi matricea modală $[\Phi]$ dată de relaţia:

$$\{\Phi\} = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \{\phi\}_3, \ldots, \{\phi\}_n] = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \cdot & \cdot & \phi_{1,n} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & & & \phi_{2,n} \\ & & & & \\ & & & & \\ \phi_{n,1} & \phi_{2,n} & & & \phi_{n,n} \end{bmatrix} \qquad (2.73)$$

Ortogonalitatea modurilor proprii normalizate. O proprietate remarcabilă a vectorilor normalizaţi constă în ortogonalitatea lor în raport cu matricea de inerţie şi cu matricea de rigiditate. Matematic proprietatea se exprimă prin:

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = 0, \quad i \neq j. \qquad (2.74)$$

Demonstraţia este scurtă şi imediată. Fie două soluţii ale P.V.P: $(\omega_i, \{\phi\}_i)$ $(\omega_j, \{\phi\}_j)$ care verifică relaţia (2.67) a P.V.P. Adică:

$$(\omega_i^2 \cdot [M] - [K])\{\phi\}_i = \{0\}$$

$$(\omega_j^2 \cdot [M] - [K])\{\phi\}_j = \{0\}$$

Înmulţind aceste egalităţi la stânga cu $\{\phi\}_j^T$ respectiv cu $\{\phi\}_i^T$ rezultă:

$$\omega_i^2 \cdot \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_i = \{\phi\}_j^T [K] \{\phi\}_i$$

$$\omega_j^T \cdot \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_j.$$

A doua relaţie se supune operaţiei de transpunere şi se scade din prima. Rezultă:

$$(\omega_i^2 - \omega_j^2)\{\phi\}_j^T [M]\{\phi\}_i = 0.$$

Cum însă $\omega_j \neq \omega_j$, se deduce că:

$$\{\phi\}_j^T [M]\{\phi\}_i = 0$$

Din ultimele egalități decurge și valabilitatea relației:

$$\{\phi\}_j^T [K]\{\phi\}_i = 0 \qquad (2.75)$$

Necunoscute modale. Modelul dinamic al unei construcții cu n g.l.d. poate oscila în n moduri proprii. Deplasarea masei m_k în modul j de oscilație se scrie cu ajutorul elementelor de normalizare astfel:

$$u_{k,j} = a_{k,j} \sin \omega_j t = \phi_{k,j} a_{n,j} \sin \omega_j t = \phi_{k,j} \cdot Y_j \qquad (2.76\text{–}2.77)$$

în care intervine notația :

$$Y_j = a_{n,j} \sin \omega_j t \ ; \ j=1,2,...,n \qquad (2.78)$$

care poartă numele de coordonată sau necunoscută modală. Dacă se acceptă superpoziția liniară a modurilor proprii de oscilație în ipoteza micilor deformații, deplasarea masei m_k în toate modurile are forma:

$$u_k = u_{k,1} + u_{k,2} + ... + u_{k,n} = \phi_{k,1} Y_1 + \phi_{k,2} Y_2 + ... + \phi_{k,n} Y_n \qquad (2.79)$$

Cu aceste achiziții vectorul deplasărilor pe direcția tuturor g.l.d. are forma:

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ . \\ . \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{2,1} & . & . & \phi_{1,n} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & . & . & \phi_{2,n} \\ . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . \\ \phi_{n,1} & \phi_{n,2} & . & . & \phi_{n,n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ . \\ . \\ Y_n \end{Bmatrix}. \qquad (2.80)$$

Recunoscând matricea modală dată de (2.73), vectorul deplasărilor devine:

$$\{u\} = [\Phi]\{Y\} \qquad (2.80')$$

Problema valorilor proprii sub formă compactă. Prin analogie cu matricea modală, cele n frecvențe circulare ale modurilor proprii se asociază într-o matrice diagonală. Această matrice are expresia:

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix} = [\Phi]^T [K][\Phi]. \qquad (2.81\text{–}2.82)$$

Mărimile caracteristice ale fiecărui mod de oscilație satisfac egalitatea:

$$[K]\{\phi\}_j = [M]\{\phi\}_j \omega_j^2 \ ; \quad j=1,2,...,n.$$

Pentru toate cele n moduri de oscilație, ultima relație conduce la problema valorilor proprii în formă compactă:

$$[K][\Phi] = [M][\Phi][\Omega^2] \qquad (2.83)$$

Interpretarea ortogonalității modurilor proprii. Din punct de vedere fizic, proprietatea de ortogonalitate a modurilor proprii de oscilație în raport cu matricea de inerție este următoarea: lucrul mecanic efectuat de forțele de inerție generate de modul j de oscilație pe deplasările modului i de oscilație este nul. Într-adevăr, forțele de inerție din modul j de oscilație fiind:

$$\{J\}_j = -[M]\{\ddot{u}\}_j = -\omega_j^2 [M]\{\phi\}_j Y_j \qquad (2.84)$$

pe deplasările modului i de oscilație: $\{u\}_i = \{\phi\}_i Y_i$ efectuează lucrul mecanic:

$$\{J\}_j^T \{u\}_i = -\omega_j^2 \{\phi\}_j^T [M]\{\phi\}_i Y_j Y_i = 0.$$

O a doua interpretare a proprietății de ortogonalitate se referă la lucrul mecanic nul al forțelor static echivalente asociate modului j pe deplasările modului i. Într-adevăr, forțele static echivalente din modul j au formularea:

$$\{F_s\}_j = [K]\{u\}_j = [K]\{\phi\}_j Y_j$$

iar lucrul lor mecanic pe deplasările din modul i este:

$$\{F_s\}_j^T \{u\}_i = \{\phi\}_j^T [K]\{\phi\}_i Y_j Y_i = 0$$

Alura formelor proprii de oscilație. În fig. 2.29 este reprezentată o structură spațială cu masele concentrate în noduri. La o tratare spațială a P.V.P din cele $12 \times 6 = 72$ g.l.d., 36 sunt de translație, câte 12 g.l.d. pe direcția fiecărei axe, iar celelalte 36 sunt rotații. În fig. 2.30 sunt etalate două forme de oscilație de translație orizontală iar în fig. 2.31 două forme de oscilație pe verticală.

În calculul seismic al construcțiilor, în marea lor majoritate sunt situații când preponderentă este mișcarea orizontală, dar sunt situații când interesează mișcarea pe verticală, de aceea se asociază mișcării seismice una din formele proprii de oscilație ca deformată dinamică a structurii.

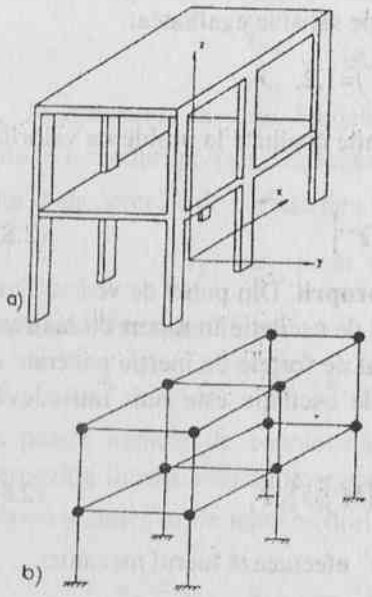


Fig. 2.29. Model tridimensional.

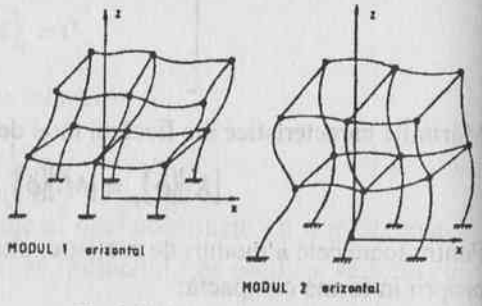


Fig. 2.30. Forme proprii orizontale.

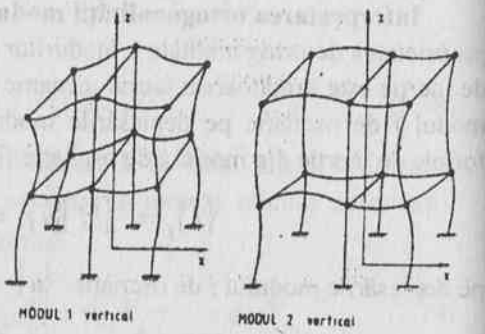


Fig. 2.31. Forme proprii verticale.

2.4.3. AMORTIZAREA LA SISTEME CU N G.L.D.

Amortizarea vâscoasă. La modul general, teoretic, unui sistem cu n g.l.d. i se asociază o matrice de amortizare de forma:

$$[C]=\begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & . & . & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & . & . & c_{2n} \\ . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . \\ c_{n1} & c_{n2} & . & . & c_{nn} \end{bmatrix} \tag{2.85}$$

în care c_{ij} reprezintă amortizarea efectivă pe direcția g.l.d. -*i* datorită mișcării pe direcția g.l.d. -*j*. Practica actuală acceptă modelul Rayleigh pentru amortizarea

vâscoasă a construcțiilor sub forma unei relații liniare funcție de matricea de inerție și matricea de rigiditate:

$$[C]=a_0[M]+a_1[K] \tag{2.86}$$

Sub această formă, modurile proprii normalizate sunt ortogonale și în raport cu matricea de amortizare

$$\{\phi\}_j^T[C]\{\phi\}_i=0;\quad i\neq j. \tag{2.87}$$

Amortizare modală. Prin analogie cu masa modală (2.71) se definește pentru un mod de oscilație ex. j, amortizarea modală respectiv rigiditatea modală prin relațiile:

$$C_j^*=\{\phi\}_j^T[C]\{\phi\}_j \tag{2.88}$$

$$K_j^*=\{\phi\}_j^T[K]\{\phi\}_j \tag{2.89}$$

Pentru un mod de oscilație stabilit j, amortizarea se precizează prin factorul amortizării sau fracțiunea din amortizarea critică. Relația (2.86) permite determinarea factorului amortizării modale. Astfel se înmulțește la stânga și la dreapta relația (2.84′) cu vectorul $\{\phi\}_j^T$ respectiv $\{\phi\}_i$. Rezultă:

$$C_j^*=a_0M_j^*+a_1K_j^* \tag{2.90}$$

Se substituie în (2.86) relațiile Dinamicii construcțiilor deduse din P.V.P. și anume:

$$C_j^*/M_j^*=2\cdot\xi_j\cdot\omega_j \tag{2.91}$$

$$K_j^*/M_j^*=\omega_j^2 \tag{2.92}$$

și se găsește factorul amortizării modului j de oscilație:

$$\xi_j=\frac{a_0}{2\omega_j}+\frac{a_1}{2}\omega_j \tag{2.93}$$

În coordonatele ω, ξ expresia (2.93) are alura din fig. 2.32 și evidențiază amortizarea vâscoasă cea mai mare pentru modul întâi de oscilație.

Coeficienții a_0, a_1 se determină rezolvând sistemul de ecuații pentru două moduri de oscilație cunoscute i, j

$$\frac{1}{2}\begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} \xi_j \\ \xi_i \end{Bmatrix} \tag{2.94}$$

se obține:

$$a_0 = 2\omega_i\omega_j \frac{\omega_i\xi_j - \omega_j\xi_i}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \tag{2.95}$$

$$a_1 = 2\frac{\omega_i\xi_i - \omega_j\xi_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \tag{2.96}$$

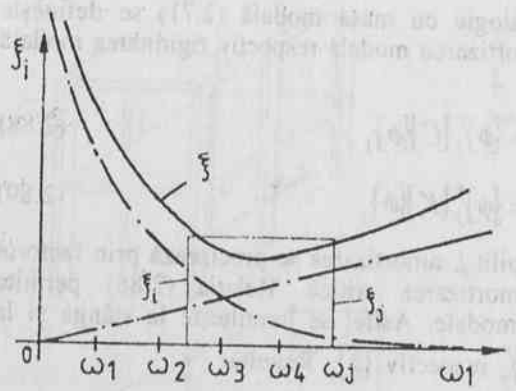


Fig. 2.32. Dependență amortizare – frecvență.

Dacă se acceptă pentru cele două moduri același factor al amortizării $\xi_i = \xi_j = \xi$, ceea ce este realist, fig. 2.32, atunci coeficienții relației Rayleigh au forma:

$$a_0 = 2\frac{\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}\xi \tag{2.95'}$$

$$a_1 = 2\frac{1}{\omega_i + \omega_j}\xi \tag{2.96'}$$

2.4.4. AMORTIZARE REALISTĂ

Amortizarea la construcții în mișcare, transformă energia mecanică în energie termică și astfel disipează o parte din energia seismică indusă. O asemenea disipare energetică are loc în elementele structurale ca și în elementele nestructurale ori în dispozitivele de amortizare cu care este echipată construcția. În răspunsul seismic amortizarea are un aport neesențial cu excepția fenomenului de rezonanță unde devine determinant. Ipoteza amortizării vâscoase, în variantele din fig. 2.33 nu este mai potrivit dacă sistemul care se analizează este compus din mai multe părți cu nivel de amortizare diferit. Astfel, componentele individuale ale unei structuri: stâlpi, cadre, diafragme, pereți despărțitori, pot avea valori diferite pentru amortizare

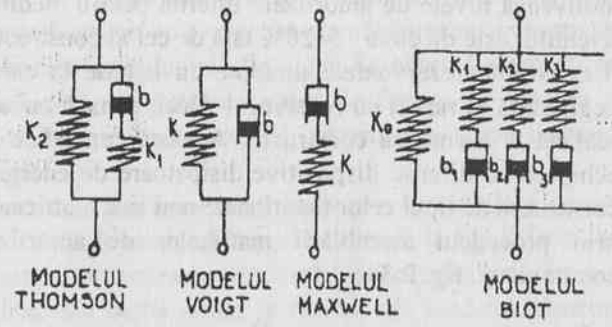


Fig. 2.33. Modele de amortizări liniare.

ceea ce conduce la valori greu de anticipat pentru întreaga structură. În tabelul 2.9 sunt redactate câteva valori ale factorului amortizării pentru construcții rezultate din măsurători.

Se constată că există diferențe între amortizarea de material: 2% pentru oțel, 5% pentru beton și factorul amortizării pentru o construcție. Aceste diferențe se explică prin combinarea factorilor de amortizare într-un anumit fel și caracterul neliniar al acestora.

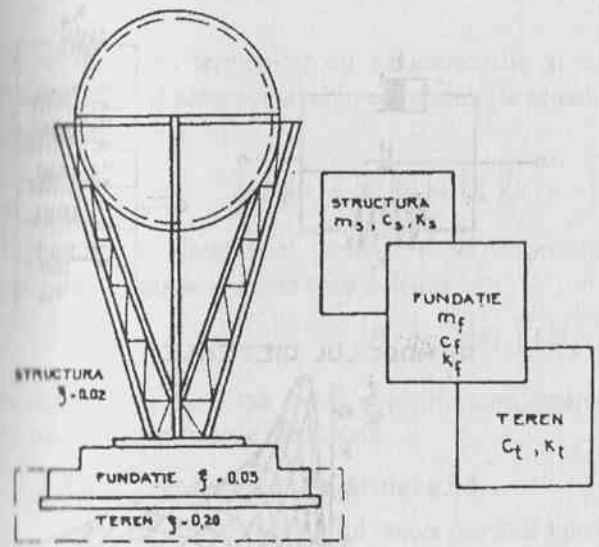


Fig. 2.34. Subsistemele unei construcții.

Ansamblul teren-structură este un exemplu elocvent de sistem cu nivele de amortizare diferite, ușor de intuit pe modelul din fig. 2.34. De obicei terenul de sub construcție se consideră rigid în analiza multor construcții, când se acceptă că baza de rezemare se deplasează ca un rigid. Dar la construcțiile subterane, terenul nu mai poate fi acceptat ca rigid. Cazul rezervoarelor îngropate, al tunelurilor,

motivează nivele de amortizare diferită pentru medii diferite. Factorul amortizării terenului este de circa 15–20% față de cel al construcției de 3–5%. Un alt exemplu îl constituie rezervoarele umplute cu lichide la care amortizarea lichidului este neglijabilă în raport cu rezervorul. Deci, considerarea amortizării vâscoase nu este realistă la asemenea construcții. Această constatare este evidentă la construcțiile echipate cu diferite dispozitive disipatoare de energie, ori izolate la bază. Pentru construcții de tipul celor menționate mai sus, matricea de amortizare se construiește prin procedeul asamblării matricelor de amortizare pentru subansamblurile componente, fig. 2.34.

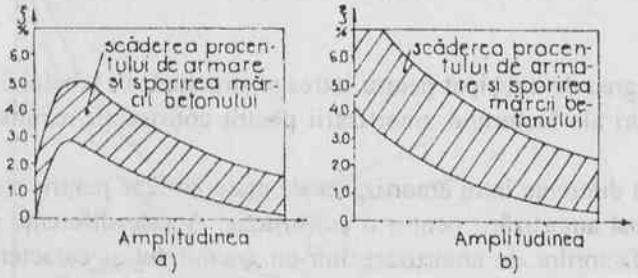


Fig. 2.35. Factorul amortizării liniar echivalente la beton armat.

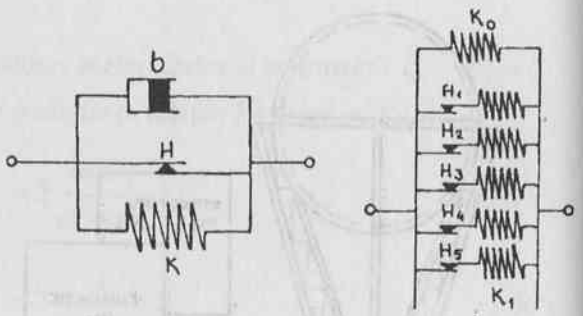
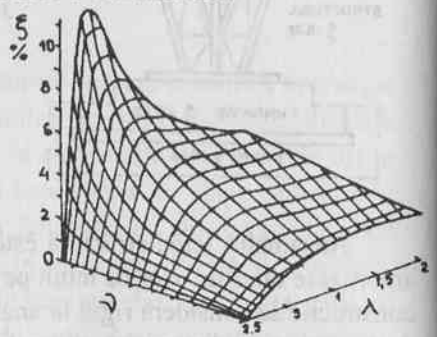


Fig. 2.36. Amortizare liniar echivalentă cu modelul Dieterle respectiv Massing.

a) MODELUL DIETERLE



b) MODELUL MASING

Încercări experimentale pe diferite elemente din beton armat cu încărcare crescătoare până la dezvoltarea fisurilor, au evidențiat manifestarea unei amortizări neliniare care depinde de mărimea amplitudinii, fig. 2.35. Se observă o amortizare inițială mare care se explică prin manifestarea forței de frecare pe măsură ce fisurile se dezvoltă. După ce fisurile s-au dezvoltat, amortizarea scade deoarece aportul frecării devine neglijabil.

Pentru o mai realistă apreciere a amortizării betonului armat din elemente liniare s-a făcut propunerea redată de modelul Dieterle ilustrată în fig. 2.36 a care ia în seamă amortizarea elastică, amortizarea vâscoasă, amortizarea prin frecare. Pentru elemente mai complexe din beton armat se recomandă modelul Massing, din fig. 2.36 b.

2.4.5. RĂSPUNSUL SEISMIC AL SISTEMULUI CU N G.L.D.

2.4.5.1. Modelul matematic

Pentru masa m_k a schemei geometrice din fig. 2.28 d în prezența mișcării seismice aplicată bazei de rezemare se scrie ecuația echilibrului dinamic pe direcția g.l.d.- k astfel:

$$-m_k(\ddot{u}_0+\ddot{u}_k)=\sum_j c_{kj}\dot{u}_j+\sum_j k_{kj}u_j \;;\; k=1,2,\ldots,n. \tag{2.97}$$

După separarea termenilor cu necunoscutele și scrierea ecuației (2.97) pentru fiecare g.l.d. al schemei se obține sistemul de ecuații diferențiale cu necunoscutele cuplate de forma:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M]\{I\}\ddot{u}_0 \tag{2.98}$$

Termenul din dreapta al ecuației (2.98) reprezintă vectorul forțelor seismice generate de mișcarea bazei și se notează cu:

$$\{P_e\}=-[M]\{I\}\ddot{u}_0 \tag{2.99}$$

Ecuația (2.98) păstrează forma și pentru considerarea altor g.l.d. nu numai a celor de translație pe direcție orizontală.

2.4.5.2. Reducerea numărului g.l.d.

Dacă pe direcția unor g.l.d. masa inerțială lipsește sau nu interesează forța de inerție pe această direcție, atunci aceste g.l.d. pot fi eliminate în vederea reducerii numărului necunoscutelor. O modalitate este **condensarea cinematică**, exemplu planșeele rigide dau aceeași translație la toate punctele lor. O altă modalitate este procedeul **condensării statice**. Acesta rezidă din suprimarea necunoscutelor corespunzătoare din vectorul deplasării, vitezei și accelerației ca și a liniilor și coloanelor respective din matricea de inerție și rigiditate.

Pentru exemplul din fig. 2.28 d ecuația (2.98), neglijând amortizarea, are forma simplificată:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[K]\{u\}=\{P_{ef}\} \qquad (2.98')$$

Se partiționează matricele și vectorii punând în evidență g.l.d. cu masa nulă

$$\begin{bmatrix} m_{ac} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{u}_{ac} \\ \ddot{u}_{ng} \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} k_{ac} & k_{ac,ng} \\ k_{ng,ac} & k_{ng} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_{ac} \\ u_{ng} \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} P_{ef} \\ 0 \end{Bmatrix}, \qquad (2.98'')$$

unde indicele *ac* se referă la g.l.d. active iar *ng* la cele care se neglijează. Din dezvoltarea relației (2.98") se obțin următoarele două ecuații:

$$[m_{ac}]\{\ddot{u}_{ac}\}+[k_{ac}]\{u_{ac}\}=\{P_{ef}\}$$

$$[k_{ng,ac}]\{u_{ac}\}+[k_{ng}]\{u_{ng}\}=\{0\}$$

Din ultima egalitate se extrage:

$$\{u_{ng}\}=-[k_{ng}]^{-1}[k_{ng,ac}]\{u_{ac}\}$$

care înlocuită în (2.98") conduce la scrierea

$$[m_{ac}]\{\ddot{u}_{ac}\}+[\hat{k}_{ac}]\{u_{ac}\}=\{P_{ef}\} \qquad (2.100)$$

unde apare matricea de rigiditate condensată dată de:

$$[\hat{k}_{ac}]=[k_{ac}]-[k_{ng,ac}]^T[k_{ng}]^{-1}[k_{ng,ac}] \qquad (2.101)$$

cu un număr redus de necunoscute. Procedeul se aplică automat de programele automate de calcul pentru eliminarea g.l.d cu contribuție neglijabilă și astfel se reduce numărul necunoscutelor, volumul de calcul și timpul de rezolvare.

2.4.5.3. Răspuns seismic prin analiză modală

2.4.5.3.1. ***Răspuns seismic momentan sub forma deplasărilor.*** Ipoteza micilor deformații și a comportării liniar elastice a materialului stau la baza dezvoltărilor următoare. Se consideră că structura se poate mișca numai în conformitate cu vectorul deplasărilor modale:

$$\{u(t)\}=[\Phi]\{Y(t)\} \qquad (2.102)$$

care trebuie să verifice ecuația (2.98). Adică are loc egalitatea:

$$[M][\Phi]\{\ddot{Y}\}+[C][\Phi]\{\dot{Y}\}+[K][\Phi]\{Y\}=\{P_{ef}\} \qquad (2.103)$$

Se înmulțește egalitatea (2.103) la stânga cu $\{\Phi\}_j^T$

$$\{\Phi\}_j^T[M][\Phi]\{\ddot{Y}\}+\{\Phi\}_j^T[C][\Phi]\{\dot{Y}\}+\{\Phi\}_j^T[K][\Phi]\{Y\}=\{\Phi\}_j^T\{P_{ef}\} \qquad (2.103')$$

Se dezvoltă primul termen din stânga al egalității (2.103') și se ține seama de ortogonalitatea vectorilor proprii.

$$\{\Phi\}_j^T[M][\Phi]\{\ddot{Y}\}=\{\Phi\}_j^T[M]\left[\{\Phi\}_1\ \{\Phi\}_2\ \ldots\ \{\Phi\}_j\ \ldots\ \{\Phi\}_n\right]\begin{Bmatrix}\ddot{Y}_1\\ \ddot{Y}_2\\ \vdots\\ \ddot{Y}_j\\ \vdots\\ \ddot{Y}_n\end{Bmatrix}=$$

$$=\{\Phi\}_j^T[M]\left(\sum_k\{\Phi\}_k\ddot{Y}_k\right)=\sum_k\{\Phi\}_j^T[M]\{\Phi\}_k\ddot{Y}_k=\{\Phi\}_j^T[M]\{\Phi\}_j\ddot{Y}_j=M_j^*\ddot{Y}_j$$

În mod similar se transformă termenul al doilea și al treilea al relației (2.103') punându-se în evidență amortizarea modală, respectiv rigiditatea modală:

$$\{\Phi\}_j^T[C][\Phi]\{\dot{Y}\}=\{\Phi\}_j^T[C]\{\Phi\}_j\dot{Y}_j=C_j^*\dot{Y}_j$$

$$\{\Phi\}_j^T[K][\Phi]\{Y\}=\{\Phi\}_j^T[K]\{\Phi\}_jY_j=K_j^*Y_j$$

Termenul din dreapta relației (2.103') se notează:

$$L_j^*=\{\Phi\}_j^T\{P_{ef}\}=\{\Phi\}_j^T[M]\{1\}=\sum_k m_k\Phi_{k,j}$$

În sfârșit, relația (2.103') se transcrie, punând în evidență caracteristicile modale și numai o singură necunoscută,

$$M_j^*\ddot{Y}_j+C_j^*\dot{Y}_j+K_j^*Y_j=L_j^*\ddot{u}_0 \qquad (2.103'')$$

Ecuația modală (2.103") după împărțirea cu masa modală M^*_j, ia forma:

$$\ddot{Y}_j+2\cdot\xi_j\cdot\omega_j\dot{Y}_j+\omega_j^2\cdot Y_j=-\Gamma_j\cdot\ddot{u}_0;\quad j=1,2,\ldots,n \qquad (2.104)$$

în care notația Γ_j se numește factor de participare modală și are expresia:

$$\Gamma_j = L_j^* / M_j^* = \left(\sum_k m_{k,j} \Phi_{k,j} \right) \Big/ \left(\sum_k m_{k,j} \Phi_{k,j}^2 \right) \tag{2.105}$$

Ecuația (2.104) arată că răspunsul seismic al sistemului cu n g.l.d. se obține în cadrul unui mod de oscilație „j" la care se determină coordonata modală $Y_j(t)$ întocmai ca la sistemul cu 1 g.l.d., care are factorul amortizării modale ξ_j și frecvența circulară ω_j. Răspunsul seismic rezultă folosind integrala Duhamel din (2.28) al cărei rezultat se amplifică cu factorul de participare Γ_j. Astfel, răspunsul seismic are forma finală:

$$Y_j(t) = \Gamma_j \cdot D_j(t). \tag{2.106}$$

Deci s-a pornit de la sistemul de ecuații diferențiale cu necunoscutele cuplate (2.103) și prin intermediul sistemului (2.103′) s-a reușit decuplarea necunoscutelor și obținerea unui sistem în care fiecare ecuație are o singură necunoscută. Întrucât expresia lui D_j este:

$$D_j = -\frac{1}{\omega_j} \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) \cdot e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin \omega_j (t-\tau) \cdot d\tau ,$$

atunci deplasarea momentană a masei m_k în modul j de oscilație devine:

$$u_{k,j}(t) = \Phi_{k,j} \Gamma_j \cdot Y_j(t) = \eta_{k,j} \cdot Y_j(t) \tag{2.107}$$

Se numește factor modal de participare al masei k în modul j de oscilație notația:

$$\eta_{k,j} = \Phi_{k,j} \Gamma_j = \Phi_{k,j} \frac{\sum_i m_i \Phi_{i,j}}{\sum_i m_i \Phi_{i,j}^2} \tag{2.108}$$

2.4.5.3.2. ***Răspuns seismic momentan sub forma forțelor de inerție.*** Distribuția spațială a forțelor seismice efective $\{P_{ef}\}$ este realizată de vectorul de excitație

$$\{s\} = [M]\{I\} \tag{2.109}$$

care la rândul său poate fi dezvoltat ca o sumă de forțe de inerție astfel:

$$\{s\} = \sum_j \Gamma_j [M] \{\Phi\}_j = \sum_j \{s\}_j \tag{2.109′}$$

În acest fel se pune în evidență contribuția modului j la vectorul de excitație:

$$\{s\}_j = \Gamma_j [M] \{\Phi\}_j \tag{2.110}$$

ale cărui componente sunt de forma:

$$s_{k,j} = \Gamma_j \cdot m_k \cdot \Phi_{k,j} \tag{2.111}$$

Într-adevăr, înmulțind la stânga egalitatea (2.109) cu $\{\Phi\}_k^T$ se obține dezvoltarea:

$$\{\Phi\}_k^T \cdot [M] \cdot \{1\} = \sum_1^n \{\Phi\}_k^T \cdot \Gamma_j \cdot [M] \cdot \{\Phi\}_j = \Gamma_k \cdot \{\Phi\}_k^T \cdot [M] \cdot \{\Phi\}_k = \Gamma_k \cdot M_k^* = L_k^* \tag{2.112}$$

Ultima egalitate fiind valabilă atrage după sine valabilitatea relației de pornire (2.109′). Așadar, vectorul $\{P_{ef}\}$ reprezintă expandarea excitației bazei de rezemare pe direcția g.l.d. Relația (2.111) arată că forțele de inerție efective sunt proporționale cu masa g.l.d. -k, cu factorul de participare al modului considerat Γ_j și amplitudinea modală ϕ_{kj}. Vectorul deplasărilor în toate modurile de oscilație fiind:

$$\{u(t)\} = [\Phi] \cdot \{Y(t)\} = \sum_k \{\Phi\}_k \cdot Y_k(t) \tag{2.113}$$

vectorul deplasărilor în modul j se scrie :

$$\{u(t)\}_j = \{\Phi\}_j \cdot Y_j(t) = \Gamma_j \cdot D_j(t) \cdot \{\Phi\}_j \tag{2.114}$$

În baza relației de legătură dintre forțe și deplasări prin intermediul matricei de rigiditate se poate identifica vectorul forțelor static echivalente induse de vectorul deplasărilor modului j:

$$\{F_s(t)\}_j = [K]\{u(t)\}_j = \omega_j^2 \cdot [M]\{\Phi\}_j Y_j(t) \tag{2.115}$$

Acest vector de forțe se transcrie:

$$\{F_s(t)\}_j = \left(\Gamma_j [M]\{\Phi\}_j\right) \omega_j^2 \cdot D_j(t). \tag{2.115′}$$

Făcând notația:

$$A_j(t) = \omega_j^2 \cdot D_j(t) \tag{2.116}$$

expresia forțelor modale static echivalente primește forma:

$$\{F_s(t)\}_j = A_j(t) \cdot \{s\}_j \tag{2.115″}$$

iar componenta care atacă nivelul k (sau g.l.d.-k) se scrie:

$$F_{k,j}(t) = s_{k,j} \cdot A_j(t) \tag{2.117}$$

Expresia (2.117) arată că forțele modale static echivalente sunt un produs a două cantități:

1) contribuția modului *j* de oscilație $\{s\}_j$ la distribuția spațială a vectorului de excitație seismică $\{s\}$;

2) o pseudoaccelerație de răspuns a sistemului cu 1 g.l.d. având parametrii ξ_j, ω_j la accelerația terenului $\ddot{u}_0(t)$. Așadar, construcția care se analizează trebuie încărcată cu vectorul de forțe $\{F_s(t)\}_j$. Dar acest vector are o componentă statică $\{s\}_j$ amplificată de un factor dinamic $A_j(t)$. Dacă la componenta statică $\{s\}_j$ se notează răspunsul static modal cu $\{r_{ST}\}_j$, atunci răspunsul modal dinamic are expresia:

$$\{r(t)\}_j = A_j(t) \cdot \{r_{ST}\}_j \tag{2.118}$$

Deci răspunsul modal dinamic $\{r(t)\}_j$ este un produs a două analize:

1) o analiză statică a structurii supusă forțelor statice modale $\{s\}_j$ **;**

2) o analiză dinamică a sistemului cu un g.l.d. având parametrii ξ_j, ω_j corespunzători modului *j* de oscilație la excitația bazei de rezemare $\ddot{u}_0(t)$. Deci răspunsul dinamic al modelului în modul *j* de oscilație se obține multiplicând rezultatele analizei statice cu rezultatul analizei dinamice. Sub forma deplasărilor răspunsul momentan total al sistemului se scrie:

$$\{u(t)\} = \sum_j \{u(t)\}_j = \sum_j \Gamma_j D_j(t) \{\Phi\}_j \tag{2.119}$$

iar pentru accelerația nivelului *k* acesta devine:

$$\ddot{u}_k(t) = \ddot{u}_0(t) + \sum_j \Gamma_j \Phi_{k,j} D_j(t) \tag{2.120}$$

Pentru oricare altă mărime a mecanicii construcțiilor eforturi secționale, tensiuni etc. simbolizată prin *r*, răspunsul seismic total este:

$$r(t) = \sum_j r_j(t) = \sum r_{ST,j} \cdot A_j(t). \tag{2.121}$$

2.4.5.4. Răspuns seismic maxim. Răspuns spectral

Răspunsul seismic maxim al sistemului cu *n* - g.l.d. poate fi calculat folosind noțiunea de spectru de răspuns seismic definită la sistemul cu 1 g.l.d. Se prezintă

procedeul pentru structuri excitate de o singură componentă a mișcării terenului. Pentru aplicațiile curente, prezenta analiză spectrală este suficientă. Valoarea maximă a răspunsului seismic într-un mod *j* de oscilație se obține aplicând operatorul „**maxim**" răspunsului seismic momentan:

$$\left|\{r(t)\}_j\right|_{max} = \max\left|\{r_{ST}\}_j A_j(t)\right| = \{r_{ST}\}_j A_j \tag{2.122}$$

Notația A_j corespunde valorii accelerației spectrale:

$$A_j = \max\left|A_j(t)\right| = \max\left|\omega_j^2 \cdot D_j(t)\right| = \max\left|\omega_j \cdot \dot{D}(t)\right| = \max\left|\ddot{D}_j(t)\right| \tag{2.123}$$

În concluzie, răspunsul modal ajunge la valoarea maximă o dată cu atingerea valorii maxime a accelerației de către sistemul echivalent de masă unitate cu caracteristicile ξ_j, ω_j. Pentru o componentă de răspuns modal valoarea maximă se exprimă:

$$r_{j0} = r_{ST} \cdot A_j \tag{2.124}$$

adică valoarea de răspuns static amplificată cu pseudoaccelerația maximă A_j. Aplicând operatorul de extrem relației (2.107) și derivând această relație în raport cu timpul rezultă relațiile practicate în Ingineria seismică:

$$\begin{aligned} \left|u_{kj}(t)\right|_{\max} &= \eta_{kj} \cdot S_{d,j} \\ \left|\dot{u}_{kj}(t)\right|_{\max} &= \eta_{kj} \cdot S_{v,j} \\ \left|\ddot{u}_{kj}(t)\right|_{\max} &= \eta_{kj} \cdot S_{a,j} \end{aligned} \tag{2.125–2.127}$$

2.4.5.5. Reguli de combinare pentru răspunsuri modale

Răspunsurile spectrale se ating la diferite momente de timp, corespunzătoare modurilor de oscilație considerate. Se pune problema aflării răspunsului general maxim care poate fi atins într-o secvență de timp cu totul diferită de aceea a răspunsurilor modale. Pe baza teoriei vibrațiilor aleatoare s-au stabilit două reguli: regula superpozițiilor pătratice RSP și regula combinării pătratice complete RCPC. În conformitate cu RSP răspunsul seismic maxim este rădăcina pătrată a sumei pătratelor răspunsurilor modale:

$$r_0 \approx \sqrt{\sum_j r_j^2}\ . \tag{2.128}$$

Regula dă bune rezultate pentru construcțiile care au modurile de oscilație bine separate. Cantitativ, separarea modurilor are loc dacă perioadele a două moduri

succesive diferă cu mai mult de 10%. Regula combinării pătratice complete RCPC se aplică unei largi clase de construcții, și elimină deficiențele regulii RSP. În conformitate cu această regulă, răspunsul seismic maxim, consecință a mai multor moduri de oscilație, este:

$$r_0 \approx \left[\sum_i^n \sum_k^n r_{i0} \cdot r_{k0} \cdot \rho_{ij}\right]^{0.5}, \qquad (2.129)$$

unde ρ_{ij} este coeficientul de corelație a modurilor i, j cu valori pozitive subunitare. Pentru $i = j$: $\rho_{ij} = 1$ relația (2.129) se poate transcrie sub forma:

$$r_0 \approx \left[\sum_i^n r_{i0}^2 + \sum_k^n r_{i0} \cdot r_{k0} \cdot \rho_{ij}\right]^{0.5}. \qquad (2.129')$$

Sub această formă, prima sumă este RSP cu termenii pozitivi iar suma dublă include toate perechile cu excepția $i=k$. Termenii sumei duble pot fi și negativi dacă răspunsurile statice r_{STi} respectiv r_{STk} sunt de semne contrare întrucât coeficienții spectrali A_i, A_k sunt totdeauna pozitivi. Pentru coeficienții de corelație se folosește relația:

$$\rho_{ik} = \left[1 + \varepsilon_{ik}^2\right]^{-1}, \qquad (2.130)$$

unde:

$$\varepsilon_{ik} = \frac{\omega_i\sqrt{1-\xi_i^2} - \omega_k\sqrt{1-\xi_k^2}}{\omega_i\xi_i' + \omega_k\xi_k'}; \quad \xi_i' = \xi_i + \frac{2}{\omega_i \cdot t} \qquad (2.131\text{–}2.132)$$

t este durata fazei puternice a excitației seismice.

Pentru $i \neq k$ rezultă $0 \leq \rho_{ik} \leq 1$ iar pentru $i = k$, $\rho_{ik} = 1$. Pentru un cutremur cu fază puternică suficient de lungă la sistemul cu aceeași amortizare la toate modurile $\xi_i = \xi_k = \xi$ se obține:

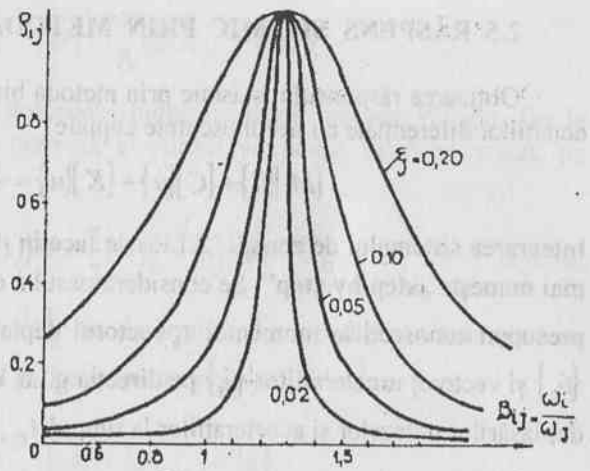
$$\rho_{ik} = \frac{\xi^2(1+\beta_{ik})^2}{(1-\beta_{ik})^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ik}^2}, \qquad (2.133)$$

unde s-a notat:

$$\beta_{ik} = \omega_i/\omega_k. \qquad (2.134)$$

În fig. 2.37 este desenată variația coeficientului de corelație ρ_{ik} ca o funcție de raportul frecvențelor circulare β_{ik} pentru factorii de amortizare ξ=0,02, ξ=0,05,

Fig. 2.37. Variația coeficientului de corelație.



ξ=0,10 și ξ=0,20. Din figură se constată că pentru două frecvențe circulare foarte diferite coeficientul de corelație se reduce rapid. Acest caz corespunde construcțiilor cu factor de amortizare mic, deci coeficientul de corelație are valori importante numai în vecinătatea lui $\beta_{ik} = 1$ și mai depinde de ξ. Astfel $\rho_{ik} < 0.1$, pentru un sistem cu $\xi = 5\%$ în domeniul $1/1{,}5 \leq \beta_{ik} \leq 1{,}5$. Dacă ξ=0, acest domeniu se reduce la $1/1{,}2 \leq \beta_{ik} \leq 1{,}2$. Pentru structuri cu frecvențe circulare bine separate, coeficientul de corelație tinde la zero, aceasta înseamnă că termenii produs în RCPC devin neglijabili și rămân termenii la pătrat asemeni celor din RSP. Așadar, RSP se aplică structurilor cu frecvențe circulare bine separate. Regulile combinărilor modale sunt corecte pentru cutremure cu o durată lungă a fazei puternice, circa de câteva ori perioada fundamentală și la construcții cu amortizare redusă. Regulile nu mai dau rezultate bune dacă faza puternică a seismului este scurtă (de tip șoc) ori conține multe cicluri armonice.

2.4.5.6. Interpretarea analizei spectrale

Răspunsul seismic prin analiză spectrală este un procedeu de calcul dinamic al construcțiilor, redus la o serie de analize statice. Pentru fiecare mod considerat, analiza statică a structurii supusă forțelor $\{s\}_j = \Gamma_j [M]\{\Phi\}_j$ furnizează răspunsul modal static care se amplifică cu ordonata spectrală A_j pentru a obține răspunsul modal maxim. Metoda analizei spectrale este un procedeu de calcul dinamic deoarece folosește proprietățile vibratorii ale construcției: frecvența circulară, vectorii proprii și mișcarea terenului prin spectrul ei.

2.5. RĂSPUNS SEISMIC PRIN METODA BIOGRAFICĂ

Obținerea răspunsului seismic prin metoda biografică pornește de la sistemul ecuațiilor diferențiale cu necunoscutele cuplate:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-\{P_{ef}\}\ddot{u}_0. \tag{2.135}$$

Integrarea sistemului de ecuații (2.135) se face în pași din care cauză procedeul se mai numește **„step by step"**. Se consideră pasul k delimitat de timpii t_k și t_{k+1}. Se presupun cunoscuți la momentul t_k vectorul deplasărilor $\{u_k\}$, vectorul vitezelor $\{\dot{u}_k\}$ și vectorul accelerațiilor $\{\ddot{u}_k\}$ pe direcția g.l.d. ale modelului. Se caută vectorul deplasărilor, vitezelor și accelerațiilor la timpul t_{k+1} adică $\{u_{k+1}\},\{\dot{u}_{k+1}\},\{\ddot{u}_{k+1}\}$.

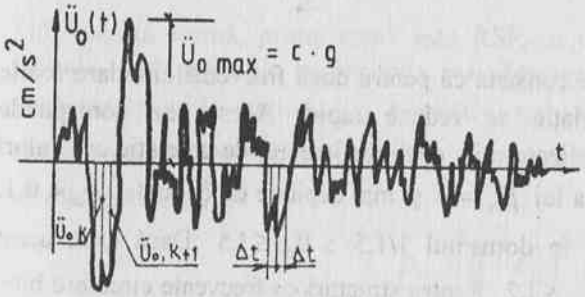


Fig. 2.38. Procesarea unei accelerograme pentru integrare time – history.

Cunoscând vectorul accelerațiilor la momentul t_k, se face ipoteza că pe intervalul de timp Δt cuprins între t_k și t_{k+1} vectorul accelerațiilor $\{\ddot{u}(\tau)\}$; $\tau \in \Delta t$, ascultă de una din legile:

1) Componentele vectorului accelerație sunt mărimi constante egale cu media aritmetică a componentelor de la capetele intervalului – metoda Wilson

$$\{\ddot{u}(\tau)\}=\frac{1}{2}(\{\ddot{u}_k\}+\{\ddot{u}_{k+1}\}). \tag{2.136}$$

2) Componentele vectorului accelerație au o variație liniară – metoda Newmark

$$\{\ddot{u}(\tau)\}=\tau\cdot\{a\}+\{b\}, \tag{2.137}$$

unde vectorii $\{a\},\{b\}$ se determină din condițiile de margine ale intervalului t_k, t_{k+1}:

$$\tau=0\Rightarrow\{\ddot{u}\}=\{\ddot{u}\}_k\ ;\ \tau=\Delta t\Rightarrow\{\ddot{u}\}=\{\ddot{u}\}_{k+1}.$$

Rezultă:

$$\{b\}=\{\ddot{u}\}_k\ ;\ \{a\}=\frac{1}{\Delta}(\{\ddot{u}\}_{k+1}-\{\ddot{u}\}_k).$$

În continuare se prezintă procedeul biografic după metoda Wilson. De la definiția accelerației ca primă derivată a vitezei se poate exprima viteza pe intervalul de timp Δt:

$$\{\dot{u}(\tau)\}=\int\{\ddot{u}(\tau)\}d\tau=\frac{\tau}{2}(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})+\{c\}_1. \tag{2.138}$$

Vectorul constantă de integrare $\{c\}_1$ se determină din condiția inițială: pentru $\tau=0$ rezultă $\{c\}_1=\{\dot{u}\}_k$. Astfel expresia vectorului viteză devine:

$$\{\dot{u}(\tau)\}=\frac{\tau}{2}(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})+\{\dot{u}\}_k.$$

Pentru $\tau=\Delta t$ se obține vectorul viteză la extremitatea intervalului:

$$\{\dot{u}\}_{k+1}=\frac{\Delta t}{2}(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})+\{\dot{u}\}_k. \tag{2.139}$$

Prin integrarea vectorului viteză în exprimarea curentă (2.138) pe intervalul de timp considerat se obține expresia vectorului deplasărilor :

$$\{u(\tau)\}=\frac{\tau^2}{4}(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})+\tau\cdot\{\dot{u}\}_k+\{c\}_2.$$

Condiția inițială $\tau=0$ pentru deplasări face să rezulte vectorul constant $\{c\}_2=\{u\}_k$. În sfârșit, vectorul deplasărilor la extremitatea intervalului de timp, pentru $\tau=\Delta t$, are expresia:

$$\{u\}_{k+1}=\frac{\Delta^2 t}{4}(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})+\Delta t\{\dot{u}\}_k+\{u\}_k. \tag{2.140}$$

La timpul t_{k+1}, vectorul accelerație, (2.136), vectorul viteză, (2.139), vectorul deplasării, (2.140) și accelerația terenului $\ddot{u}_{0,k+1}$ verifică ecuația (2.135)

$$[M]\frac{1}{2}(\{\ddot{u}_k\}+\{\ddot{u}_{k+1}\})+[C]\left(\frac{\Delta t}{2}(\{\ddot{u}_k\}+\{\ddot{u}_{k+1}\})+\{\dot{u}_k\}\right)+$$
$$+[K]\left(\frac{\Delta^2 t}{4}(\{\ddot{u}_k\}+\{\ddot{u}_{k+1}\})+\Delta t\cdot\{\dot{u}_k\}+\{u_k\}\right)=-\{P_{ef}\}\ddot{u}_{0,k+1}.$$

Se procedează la o transcriere în care se pune în evidenţă vectorul necunoscut

$$\left(\frac{1}{2}[M]+\frac{\Delta t}{4}[C]+\frac{\Delta^2 t}{4}[K]\right)(\{\ddot{u}\}_k+\{\ddot{u}\}_{k+1})=-\{P_{ef}\}\ddot{u}_{0,k+1}-([C]+\Delta t[K])\{\dot{u}\}_k-[K]\{u\}_k$$

Se practică următoarele notaţii:

$$[A]=\frac{1}{2}[M]+\frac{\Delta t}{2}[C]+\frac{\Delta^2 t}{4}[K] \qquad (2.141)$$

$$[B]=([C]+\Delta t\cdot[K]). \qquad (2.142)$$

Rezultă vectorul căutat:

$$\{\ddot{u}_{k+1}\}=-\{\ddot{u}_k\}-[A]^{-1}\{P_{ef}\}\ddot{u}_{0,k+1}-[A]^{-1}[B]\{\dot{u}_k\}-[A]^{-1}[K]\{u_k\}. \qquad (2.143)$$

În procesul integrării în paşi se construiesc la început matricele:

$$[P]_1=[A]^{-1}\{P_{ef}\};\quad [P]_2=[A]^{-1}[B];\quad [P]_3=[A]^{-1}[K] \qquad (2.144\text{–}2.146)$$

care păstrează aceleaşi expresii pe toată durata procesului de integrare. Astfel vectorul necunoscut are forma finală:

$$\{\ddot{u}_{k+1}\}=-\{\ddot{u}_k\}-[P]_1 u_{0,k+1}-[P]_2\{\dot{u}_k\}-[P]_3\{u_k\}. \qquad (2.147)$$

Cu expresia (2.147) se revine în relaţiile (2.136), (2.139) şi (2.140). În acest fel s-au găsit vectorul acceleraţiei, vectorul vitezei şi vectorul deplasării la momentul t_{k+1}. Pentru primul pas, condiţiile iniţiale ale mişcării sunt:

$$\tau=0;\quad \{u_0\}=\{\dot{u}_0\}=\{\ddot{u}_0\}=\{0\};\quad \ddot{u}_{0,1}\neq 0.$$

Prin parcurgerea pas cu pas a accelerogramei se găsesc la fiecare pas vectorii acceleraţiei, vitezei şi deplasării. Calculele se efectuează automat. Cu deplasările obţinute se încarcă structura şi se rezolvă static obţinându-se solicitările: momente încovoietoare, forţe tăietoare şi forţe axiale. Evident că acest calcul se practică în vecinătatea vârfurilor accelerogramei unde solicitările pot deveni relevante. Programele automate de calcul au încorporate secţiuni care fac acest calcul la momentele de timp precizate în datele de intrare. Marea majoritate a programelor automate de calcul au secţiuni care rezolvă o structură dată în proces biografic, afişând istoricul deplasării şi al unor eforturi din anumite puncte. Astfel programul Structural Analysis Program (S.A.P.) la secţiunea TIMEH efectuează integrarea în paşi pentru 3 accelerograme declarate iniţial. Programul automat ANSYS 5.0 practică acelaşi procedeu la oricare din problemele mecanicii construcţiilor.

2.6. CALCULUL FORŢELOR SEISMICE MAXIME

2.6.1. METODA DIRECTĂ

Forţele seismice se calculează într-un mod de oscilaţie precizat prin perioada T_j şi vectorul propriu $\{\phi\}_j$. Forţa de inerţie maximă generată de masa m_k se scrie:

$$S_{k,j}=\left|J_{k,j}\right|_{\max}=m_k\left|\ddot{u}_{kj}\right|_{\max} \qquad (2.148)$$

şi ţinând seama de relaţia (2.128):

$$S_{k,j}=m_{k,j}\eta_{k,j}.S_{a,j}=\eta_{k,j}\frac{S_{a,j}}{g}.G_k=C_{k,j}G_k \qquad (2.149)$$

Notaţia $C_{kj}=\eta_{kj}S_{aj}/g$ poartă numele de coeficientul seismic al masei m_k în modul j de oscilaţie, iar relaţia (2.149) exprimă mărimea forţei seismice printr-o fracţiune din încărcarea gravitaţională. În cazul concret ilustrat de fig. 2.39, forţa seismică S_{kj} are direcţia orizontală, mărimea dată de (2.149) şi punctul de aplicaţie centrul de greutate al tronsonului k. În calcule această forţă se consideră că poate avea dublu sens. Forţele seismice de nivel astfel determinate se vor introduce într-un calcul static pentru determinarea solicitărilor M, N, T în diferite secţiuni ale schemei statice, fig. 2.39.

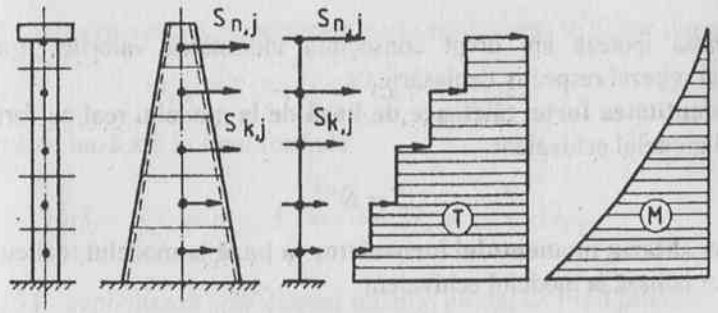


Fig. 2.39. Forţe seismice la un coş de fum industrial.

Forţa seismică la baza structurii se obţine prin însumarea forţelor seismice de nivel:

$$S_j=\sum_{k=1}S_{k,j} \qquad (2.150)$$

Se numeşte coeficient seismic global, raportul dintre forţa seismică totală (forţa tăietoare de bază) şi încărcarea gravitaţională totală:

$$C_j\,\%=(S_j/G_{\text{TOTAL}})\,100. \qquad (2.151)$$

2.6.2. METODA INDIRECTĂ

În această metodă se determină mai întâi forța seismică totală sau forța seismică la baza modelului. Urmează etapa repartizării acestei forțe la cele *n* nivele pe verticala modelului adică pe direcția celor *n* - g.l.d. considerate. Determinarea forței seismice de bază se face pe un model dinamic echivalent cu o singură masă, numită masa echivalentă, fig. 2.40. Echivalența dinamică a celor două modele: modelul real și modelul echivalent are la bază următoarele supoziții:

i) dentitatea elementelor dinamice: a perioadelor proprii și factorului de amortizarea la modelul real cu aceea de la modelul echivalent:

$$T = T^{ech}; \Rightarrow \quad \omega = \omega^{ech} \qquad \xi = \xi^{ech}; \tag{2.152}$$

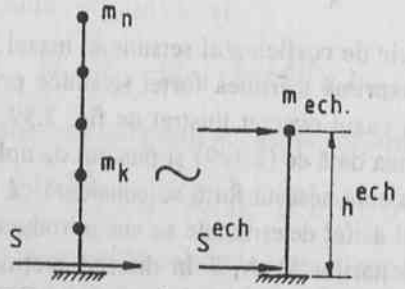


Fig. 2.40. Echivalența dinamică a sistemului cu *n* g.l.d. și sistemul cu un g.l.d.

Această ipoteză are drept consecință identitatea valorilor spectrale ale accelerației, vitezei respectiv deplasării.

ii) identitatea forței tăietoare de bază de la modelul real cu forța tăietoare de bază la modelul echivalent:

$$S = S^{ech}; \tag{2.153}$$

iii) egalitatea momentului încovoietor la bază la modelul real cu momentul încovoietor la bază la modelul echivalent

$$M = M^{ech} \tag{2.154}$$

din care rezultă înălțimea h_{ech} a modelului dinamic echivalent.

iv) energia mecanică se conservă, ceea ce conduce la identitatea energiilor cinetice, respectiv potențiale maxime

$$E_{c.max} = E^{ech}_{c.max}$$
$$E_{p.max} = E^{ech}_{p.max} \tag{2.155–2.156}$$

Se scrie identitatea energiilor cinetice maxime la cele două modele, real cu *n* mase și echivalent cu o singură masă:

$$E_{c\,max} = \sum_{k=1} \frac{1}{2} m_k (\dot{u}_k)^2 = \sum_k 0.5\, m_k \eta_k^2 S_v^2$$

$$E^{ech}_{c.max} = \frac{1}{2} m_{ech} \dot{u}^2_{max} = \frac{1}{2} m_{ech} . S_v^2 .$$

Din egalitatea energiilor cinetice maxime rezultă:

$$m_{ech} = \sum m_k . \eta \eta_k^2 . \tag{2.157}$$

Introducând expresia lui η_k din (2.108) în (2.156) se găsește:

$$m_{ech} = \left(\sum m_k u_k\right)^2 / \left(\sum m_k u_k^2\right) \tag{2.157'}$$

sau

$$G_{ech} = (\sum G_k u_k)^2 / (\sum G_k u_k^2) . \tag{2.158}$$

Dar masa echivalentă se exprimă în raport cu masa totală a modelului. În acest sens se definește coeficientul de echivalență (factorul participării modale):

$$\varepsilon = \frac{m_{ech}}{m_{TOT}} = \frac{G_{ech}}{G_{TOT}} = \frac{\left(\sum G_k u_k\right)^2}{\left(\sum G_k\right)\left(\sum G_k u_k^2\right)} = \frac{\left(\sum G_k \phi_k\right)^2}{\left(\sum G_k\right)\left(\sum G_k \phi_k{}^2\right)} . \tag{2.159}$$

În consecință, masa echivalentă, respectiv greutatea echivalentă se obține din egalitățile:

$$m_{ech} = \varepsilon \cdot m_{TOT} \; ; \; G_{ech} = \varepsilon \cdot G_{TOT} . \tag{2.160–2.161}$$

Forța seismică de bază are în final formula:

$$S = S_{ech} = m_{ech} . S_a = \frac{G_{ech}}{g} . S_a = \varepsilon . \frac{S_a}{g} G_{TOT} . \tag{2.153'}$$

Formula (2.153') explicitează coeficientul seismic global ca fiind produsul:

$$C\,\% = \varepsilon\, S \tag{2.162}$$

Pentru repartizarea pe nivele a forței seismice de bază se împart membru cu membru egalitățile (2.149) și (2.150). Se obține raportul adimensional numit coeficient de distribuție:

$$d_k = \frac{S_k}{S_{TOT}} = \frac{\frac{S_a}{g}\eta_k G_k}{\sum_q \eta_q \frac{S_a}{g} G_q} = \frac{G_k \phi_k}{\sum_q G_q \phi_q} = \frac{G_k u_k}{\sum_q G_q u_q} \tag{2.163}$$

Coeficienții de distribuție d_k verifică egalitatea:

$$\sum d_k = 1. \tag{2.164}$$

Expresia forței seismice de nivel sau a forței de inerție pe direcția g.l.d.-k devine:

$$S_k = d_k \cdot S_{TOT}. \tag{2.165}$$

Coeficienții de echivalență ai celor n moduri de oscilație verifică relația de ordine:

$$1 > \varepsilon_1 > \varepsilon_2 \ldots > \varepsilon_n.$$

Cele două metode de calcul a forțelor seismice orizontale conduc la același rezultat. În metoda directă forța seismică generată de masa m_k, în modul j de oscilație, are expresia:

$$S_{k,j} = \frac{S_{a,j}}{g} G_k \cdot \eta_{k,j} = \frac{S_{a,j}}{g} G_k \cdot \phi_k \frac{\sum G\phi}{\sum G\phi^2}.$$

În metoda indirectă aceeași forță seismică are expresia:

$$S_{k,j} = d_{k,j} S_{TOT} = d_{k,j} \cdot \varepsilon \cdot \frac{S_a}{g} G_{TOT} =$$

$$= \frac{\phi_k G_k}{\sum G\phi} \frac{\left(\sum G\phi\right)^2}{G_{TOT}\left(\sum G\phi^2\right)} \frac{S_a}{g} G_{TOT} = \frac{S_a}{g} G_k \cdot \phi_k \frac{\sum G\phi}{\sum G\phi^2}$$

2.6.3. SUPRAPUNEREA EFECTELOR MODURILOR PROPRII DE OSCILAȚII

Metodologia de calcul a forțele seismice se referă la un mod de oscilație precizat; forțele de inerție astfel calculate corespund elongațiilor maxime. Se nasc inerent întrebările: Există posibilitatea combinării a două sau mai multe moduri de oscialție? Este realistă această combinație în timpul atingerii elongațiilor maxime? Literatura tehnică de specialitate propune diferite relații de calcul pentru estimarea răspunsului combinat, bazându-se pe considerente probabiliste (a se vedea 2.4.5.5). Se notează cu R răspunsul maxim total exprimat printr-o mărime ca: eforturi secționale: M, N, T sau deformații pentru o secțiune precizată. Propuse de diferiți autori, prin particularizarea relației (2.129), formule pentru răspunsul total, ca efect al angajării construcției în mai multe moduri de oscilație, simultan sunt:

Rosenbluth

$$R = \left[\sum R_k^2\right]^{1/2} \tag{2.166}$$

Jennings

$$R = \frac{1}{2}\left[\sum R_k + \left(\sum R_k^2\right)\right]^{1/2} \tag{2.166'}$$

Merchant

$$R = \frac{1}{2}\left[R_1 + \sum |R_k|\right] \tag{2.166''}$$

Clough

$$R = R_1 + \gamma R_2 \tag{2.166'''}$$

cu

$$\gamma = \begin{cases} 0 & T < 0{,}8\,\text{sec} \\ 0{,}25 & T > 0{,}8\,\text{sec} \end{cases}.$$

unde R_k reprezintă valoarea maximă pe care o ia R în modul de oscilație k, rezultat dintr-un calcul liniar elastic. **R_k poate fi**:

i) momentul încovoietor într-o secțiune la structurile la care dimensionarea se face la moment încovoietor, exemplu cele în cadre;

ii) forță tăietoare la construcțiile în formă de turn, sau diafragme la care forța tăietoare este solicitarea de dimensionare;

iii) forță axială la cabluri, coloane, stâlpi, grinzi cu zăbrele etc.

Dacă perioadele a două moduri proprii de oscilație luate în seamă diferă între ele cu mai mult de 10%, se admite ipoteza că oscilațiile lor sunt variabile aleatoare independente și suprapunerea efectelor se practică cu relația (2.166). Dacă perioadele a două moduri diferă cu mai puțin de 10%, ele nu pot fi considerate independente și se grupează într-un mod unic, iar suprapunerea efectelor se face cu (2.166′) sau (2.166″).

2.6.4. DIN CE MASE INERȚIALE PROVINE ÎNCĂRCAREA SEISMICĂ?

Acțiunea seismică exprimându-se ca fracțiune din încărcarea gravitațională este necesar să se precizeze care încărcări trebuie luate în seamă. Pentru evaluarea maselor inerțiale în tabelul 2.10, ca exemplu, sunt redate, după norma franceză P.S.-92, principalele încărcări și ponderea lor ținând seama de probabilitatea existenței încărcărilor utile (temporare) pe planșee. Norma românească impune luarea încărcărilor normate pentru evaluarea maselor inerțiale.

Tabelul 2.10

Încărcări permanente pentru mase inerțiale

Nr. crt.	Construcția și încărcarea	Coeficient de pondere
1	Construcții folosite la locuințe, birouri ori cu destinații similare. Încărcarea constituită din persoane, mobilier sau echipament curent pe: – terase accesibile, scări – ultimul etaj – penultimul etaj – alte etaje Birouri deschise publicului, localuri pentru învățământ, săli de conferințe, reuniuni, spectacole, dans, jocuri, amfiteatre. Încărcarea constituită dintr-un număr mare de persoane. Localuri pentru arhive, depozite, biblioteci, rezerve. Încărcarea constituită din obiecte depuse pe lungă durată.	 0,8 0,8 0,5 0,2 0,5 1,0 1,0
2	Zăpadă la altitudinea de *A* metri;	0,3 + a
3	Încărcări de exploatare în construcții industriale – material greu fixat – poduri rulante și alte mașini de ridicat mobile – încărcarea suspendată la cârligul mașnii de ridicat în valoare nominală – materiale stocate în silozuri și rezervoare sau transportate de conveioare sau galerii de diametre mari	 1,0 1,0 0,8 1,0

2.7. METODE INGINEREȘTI DE DETERMINARE A CARACTERISTICILOR DINAMICE ALE CONSTRUCȚIILOR

2.7.1. IMPORTANȚA MODULUI FUNDAMENTAL

Modul întâi de oscilație sau modul fundamental are perioada oscilațiilor cu valoarea cea mai mare și amplitudinile maselor, toate de aceeași parte a poziției de echilibru. Aceasta face ca forțele de inerție să fie dirijate toate în același sens iar ca mărime ele se dovedesc cele mai mari. Marea majoritate a construcțiilor au în modul fundamental perioada cuprinsă intre 0 și 2,5 sec. După mărimea acestei perioade, construcțiile se clasifică în:

i) construcții rigide $T_1 = 0 - 0{,}7$ sec.: sunt construcții joase, masive, cu elemente verticale puternice; hale parter, clădiri de locuit P+4E, poduri de deschideri mici, pile, culei scurte.

ii) construcții elastice $T_1 > 1{,}5$ sec. : turnuri, antene radio, antene releu TV, piloni de traversare, clădiri multietajate cu schelet metalic;

iii) construcții semirigide $T_1 = 0{,}7 - 1{,}5$ sec.: clădiri multietajate din b.a., silozuri, castele de apă, coșuri de fum industrial.

Perioada proprie a modului fundamental este una dintre mărimile de caracterizare globală a comportării dinamice a unei construcții. Cuantumul de majorare a ei după o mișcare seismică, indică starea de integritate sau de avarie a construcției.

2.7.2. DETERMINAREA APROXIMATIVĂ A ELEMENTELOR MODULUI FUNDAMENTAL

2.7.2.1. Forma întâia de oscilație

Pentru modele dinamice uzuale ale construcțiilor, se aproximează forma întâia prin relații matematice facile calculului. Astfel, pentru **structuri modelate dinamic prin console**, forma întâia se presupune după norma franceză PS–92, fig. 2.8 *a* - $\phi(z) = (z/H)^{\alpha}$. Parametrul $\alpha = 1$ pentru structuri la care stabilitatea laterală este asigurată, deci o variație liniară, fig. 2.8 b, $\alpha = 1{,}5$ pentru structuri a căror stabilitate laterală este asigurată de pereți sau contravântuiri.

După alte manuale pentru forma întâia de oscilație se recomandă:

i) o variație sinusoidală, fig. 2.8 c, pentru construcții apreciate ca rigide;

ii) o variație cosinusoidală, fig. 2.8 d, pentru construcții flexibile;

iii) o variație liniară, fig. 2.8 b, pentru celelalte construcții.

Pentru **construcții modelate dinamic prin grinzi**, forma întâia poate fi considerată deformata statică sub încărcări gravitaționale, fig. 2.41, fie o combinație liniară de funcții armonice.

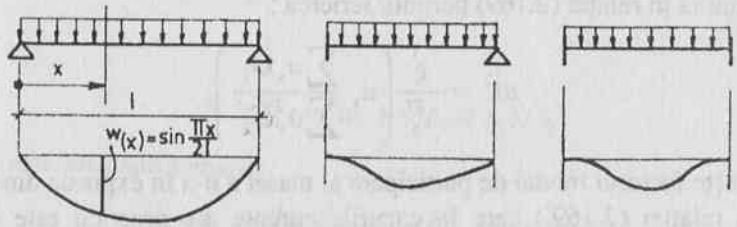


Fig. 2.41. Aproximarea formei întâi de oscilație.

2.7.2.2. Perioada modului fundamental. Metoda energetică

Metoda consideră modelul dinamic conservativ, adică energia de mișcare rămâne constantă. Se acceptă că mărimea forțelor de inerție este egală cu a încărcărilor gravitaționale, fig. 2.42. Pe timpul oscilațiilor libere, mărimea energiei potențiale devine maximă când deplasările de nivel sunt maxime:

$$E_p^{max} = \frac{1}{2}\sum G_k \cdot u_k^{\max} \qquad (2.167)$$

La trecerea structurii prin poziția de echilibru, vectorul vitezelor are componente de mărime maximă deci și energia cinetică a sistemului:

$$E_c^{max} = \frac{1}{2}\sum \frac{1}{g} G_k \cdot \dot{u}_{\max}^2 \qquad (2.168)$$

Întrucât mişcarea sistemului este oscilatorie armonică $\{u(t)\}=\{a\}\sin(\omega\cdot t+\phi)$ din egalitatea energiilor la valoarea lor maximă rezultă:

$$\omega^2 = g\frac{\sum_k G_k u_k^{max}}{\sum G_k\left(u_k^{max}\right)^2} \tag{2.169}$$

Din şirul de rapoarte :

$$\frac{u_k}{u_n}=\frac{a_k}{a_n}=\frac{\Delta_k^{ST}}{\Delta_n^{ST}},$$

unde s-au notat săgeţile din încărcarea statică la nivelul k, respectiv n, cu Δ_k^{ST}, Δ_n^{ST} se poate exprima :

$$u_k^{max}\approx\Delta_k^{ST}=\frac{a_k}{a_n}\Delta_n^{ST}$$

care substituită în relaţia (2.169) permite scrierea :

$$\omega^2=\frac{g}{\Delta_n^{ST}}\left(a_n\frac{\sum a_k G_k}{\sum a_k^2 G_k}\right) \tag{2.169'}$$

Se recunoaşte factorul modal de participare al masei a n-a în expresia din paranteza rotundă a relaţiei (2.169') care în cazurile curente ale practicii este circa 1,4. Aşadar:

$$\omega^2=1{,}4g/\Delta_n^{ST}$$

de unde rezultă o expresie aproximativă a perioadei modului fundamental:

$$T_1\approx 0{,}17\sqrt{\Delta_n^{ST}}\ . \tag{2.170}$$

Deci pentru aproximarea perioadei modului fundamental se încarcă modelul cu încărcările gravitaţionale dirijate orizontal şi se calculează săgeata la vârful lui. Apoi se aplică relaţia (2.170). Metoda energetică este aproximativă şi conduce la inegalitatea :

$$\omega_{\text{ENERG}}\le\omega_{\text{EXACT}}.$$

Metoda pulsaţiilor izolate. În această metodă se consideră ecuaţia caracteristică a problemei valorilor proprii, în raport cu matricea de flexibilitate, relaţia (2.68)

$$\det([\delta][M]-\lambda[I])=0.$$

Aceasta, prin dezvoltare, conduce la ecuaţia algebrică :

$$\lambda^n+a_1\lambda^{n-1}+a_2\lambda^{n-2}+\ldots+a_{n-1}\lambda+a_n=0 \tag{2.171}$$

În baza relaţiilor între coeficienţi şi rădăcini, a_1 se exprimă prin :

$$a_1=-(\lambda_1+\lambda_2+\ldots+\lambda_n) \tag{2.172}$$

sau:

$$a_1=-\left(\frac{1}{\omega_1^2}+\frac{1}{\omega_2^2}+\ldots+\frac{1}{\omega_n^2}\right), \tag{2.172'}$$

unde $\omega_1,\omega_2,\ldots,\omega_n$ sunt frecvenţele circulare proprii ale modelului în cele n moduri de oscilaţie. Din dezvoltarea determinantului pentru coeficientul a_1 se găseşte expresia:

$$a_1=-(m_1\delta_{11}+m_2\delta_{22}+\ldots+m_n\delta_{nn}). \tag{2.172''}$$

Întrucât:

$$T_1\ge T_k;\Rightarrow\omega_1\le\omega_k\Rightarrow\lambda_1\rangle\rangle\lambda_k$$

are loc următoarea aproximaţie:

$$a_1\approx-\lambda_1\approx-(m_1\delta_{11}+m_{22}\delta_{22}+\ldots+m_n\delta_{nn}).$$

Prin transcriere rezultă:

$$\frac{1}{\omega^2}\approx\frac{1}{g}(G_1\delta_{11}+G_2\delta_{22}+\ldots+G_n\delta_{nn}). \tag{2.173}$$

Fiecare dintre termenii $G_{kk}\delta_{kk}$ reprezintă săgeata statică a modelului dinamic din acţiunea individuală a încărcării gravitaţionale G_k dirijată orizontal fig. 2.42. Aceasta înseamnă: $\Delta_k^{ST}=G_k\delta_{kk}$, dar se poate scrie:

$$\frac{\Delta_k^{ST}}{g}=\frac{1}{g}G_k\delta_{kk}=\frac{1}{\omega_{k0}^2}, \tag{2.174}$$

unde notaţia ω_{k0} reprezintă frecvenţa circulară a modelului când este acţionat numai de încărcare G_k orientată orizontal:

$$\omega_{k0} = \frac{2\pi}{T_{k0}} \; ; \quad k=1,2,...,n.$$

Cu acestea, relația (2.173) se transcrie:

$$\frac{1}{\omega_1^2} \approx \frac{1}{\omega_{10}^2} + \frac{1}{\omega_{20}^2} + ... + \frac{1}{\omega_{n0}^2} ;$$

de unde rezultă perioada modului fundamental pentru modelul cu toate încărcările:

$$T_1 = \left[T_{10}^2 + T_{20}^2 + ... + T_{n0}^2\right]^{0.5}. \qquad (2.175)$$

Aplicațiile concrete au condus la următoarele inegalități:

$$\omega_{puls.izolate} \langle \omega_{exact} \langle \omega_{energ.} \qquad (2.176)$$

Aplicarea relațiilor aproximative localizează numeric valoarea exactă a perioadei modului fundamental.

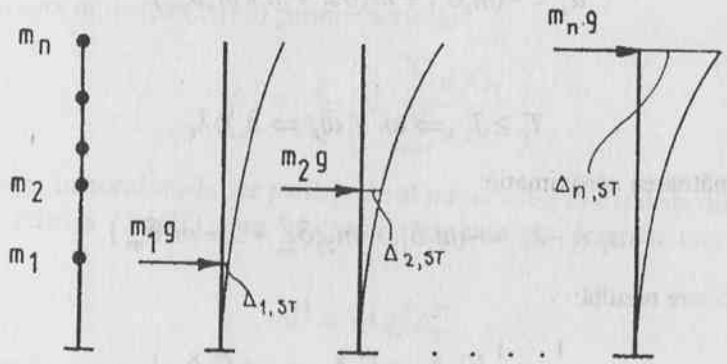


Fig. 2.42. Săgeți statice din acțiuni izolate.

Formule empirice pentru perioada naturală. Perioada oscilațiilor naturale ale unei construcții este principalul factor în stabilirea spectrului accelerației pentru determinarea răspunsului seismic. Cu toate că această caracteristică rezultă din rezolvarea problemei valorilor proprii PVP, de cele mai multe ori se dorește o estimare rapidă a ei. În Ingineria seismică deseori se folosesc formule empirice pentru perioada modului fundamental care au un caracter realist, ele rezultând din măsurători și referindu-se la întreaga construcție, nu numai la scheletul portant. Tabelul 2.11 prezintă câteva asemenea relații propuse de diferiți autori sau norme. Aceste relații se dovedesc foarte expeditive mai ales în proiectarea preliminară.

Tabelul 2.11

Formule empirice pentru perioada modului fundamental

Nr. crt.	Codul, țara sau autorul	Expresia analitică	Semnificația notațiilor
1	Normativ P-100-92 Romania	Clădiri etajate din bare T=(0,045 – 0,055)n 1) T=(0,040 – 0,045)n 2)	n – număr niv. deasupra terenului 1) direcție transversală 2) direcție longitudinală
2	S.E.A.O.C.-S.U.A.	$T = c\ H/\sqrt{B}$ $c = \begin{cases} 0.130 & 1) \\ 0.091 & 2) \\ 0.070 & 3) \end{cases}$	Formula San Francisco H înălțimea (m), B dimensiunea în plan pe direcția de vibrație (m) c – coeficient de rigiditate 1) clădiri flexibile 2) clădiri semirigide 3) clădiri rigide
3	Japonia	T=(0,06–0,10)n 1) $T = c(4 + H/(1-4b))$ 2) c = 1/50...1/80 $H = H_0 + H_{OS}/3$	1) construcții obișnuite din b.a. 2) clădiri civile n – număr de nivele H_0 – înălțimea în elevație (m) H_{OS} – înălțimea subterană (m) b = [lungimea în plan a tuturor zidurilor clădirii (m)]/[suprafața de la toate nivelele construcției (mp)]
4	P. G: S.-I Spania	$T_1 = 0.06\frac{H}{\sqrt{B}} \cdot \frac{H}{2B+h}$ 1) $T_1 = 0.1\,H/\sqrt{B}$ 2)	1) construcții din zidărie și panouri b.a. 2) construcții metalice h – înălțimea de etaj (m) H – înălțimea clădirii (m) B – dimensiunea în plan pe direcția de vibrație
5	P. S. – 96 Franța	$T = 0.1H/\sqrt{L}$ 1) $T = 0.08\frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L+H}}$ 2) $T = 0.06\frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{2L+H}}$ 3)	1) structuri fără diafragme 2) structuri cu pereți din b.a. 3) structuri cu pereți din zidărie H – înălțimea clădirii (m) L – dimensiunea în plan pe direcția de vibrație
6	Ifrim M.	$T = c\sqrt{H}$ $c = \begin{cases} 0.05 & 1) \\ 0.08.....0.11 & 2) \end{cases}$	1) clădiri din zidărie groasă ori cadre din b.a. 2) clădiri cu schelet din b.a. H – înălțime elevației (m)
7	Housner J. W.	$T = 0.5\sqrt{n} - 0.4$	Clădiri cu schelet metalic n – număr de nivele
8	Carmona J.S., Cand J.	$T = 0.12H + 0.9$	Clădiri din b.a. cu ziduri de rigidizare
9	Ledwon	$T_1 = 0.02H$ $T_2 = 0.25T_1$ $T_3 = 0.1T_1$	Coșuri de fum industriale T_1 – perioada modului fundamental
10	A.T.C.	T=H/30	Cadre din b.a. rezistente la moment încov.
11	A.T.C.	$T = c \cdot H^{0.75}$	c = 0.085 cadre din oțel c = 0.061 cadre din b.a.

2.7.3. METODA HOLZER PENTRU AFLAREA MODURILOR PROPRII NORMALIZATE

2.7.3.1. Rigiditate laterală. Rigiditate de nivel

O bară de rigiditate constantă, EI = const. încastrată la ambele capete, fig. 2.43, la o deplasare relativă u a extremităților se încarcă cu o forță tăietoare:

$$T = \frac{12EI}{l^3}u = R_{\infty}u \qquad (2.177)$$

cu rigiditatea ideală a barei:

$$R_{\infty} = 12EI/l^3 \qquad (2.178)$$

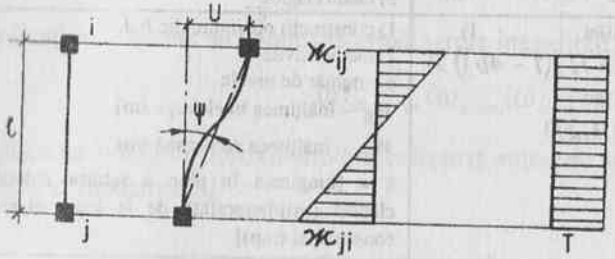
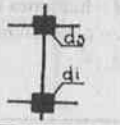


Fig. 2.43. Calculul rigidității laterale ideale a barei.

Tabelul 2.12

Expresiile coeficienților de corecție

Schema de calcul	A
	$1-0.75(d_s+d_i-d_s\cdot d_i)$
	$1-0.75\,d_s$
	$0.25\,(1-d_s)$

ıtrucât capetele barei se consideră că nu se rotesc. În realitate nodurile barei se ɔtesc, ceea ce impune corectarea expresiei rigidității laterale a barei cu coeficienții n tabelul 2.12 în conformitate cu schema statică. Fig. 2.44 redă calculul secven-ıl al mărimilor care permit obținerea coeficientului de corecție. Rigiditatea reală terală a unei bare devine:

$$R = R_{\infty}A\,. \qquad (2.179)$$

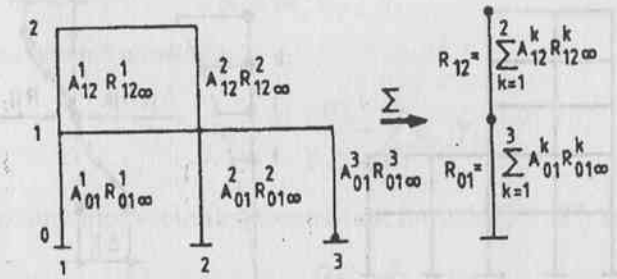


Fig. 2.44. Rigiditate laterală – coeficienți de corecție.

Suma rigidităților laterale ale elementelor verticale de la un nivel fixat se numește rigiditate de nivel sau rigiditate de etaj, fig. 2.45. Cu alte cuvinte, rigiditatea laterală a unei bare reprezintă forța tăietoare cu care se încarcă bara când

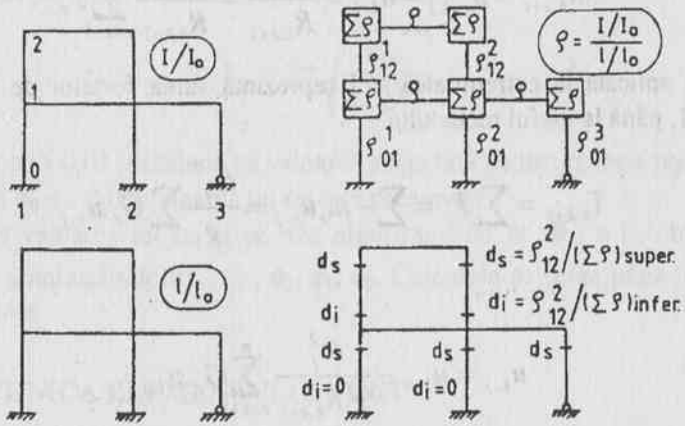


Fig. 2.45. Calculul mărimilor de care intervin în expresia coeficientului de corecție ai rigidității ideale a barei.

extremitățile ei au o deplasare relativă egală cu unitatea. Rigiditatea de nivel reprezintă forța orizontală care cauzează etajului o deplasare relativă egală cu unitatea.

2.7.3.2. Metoda iterativă Holzer

Metoda Holzer permite determinarea modurilor proprii de oscilație la structurile modelate prin console folosind operații aritmetice. Se consideră modelul din fig. 2.46. În timpul oscilațiilor libere într-una din formele proprii de oscilație *j*

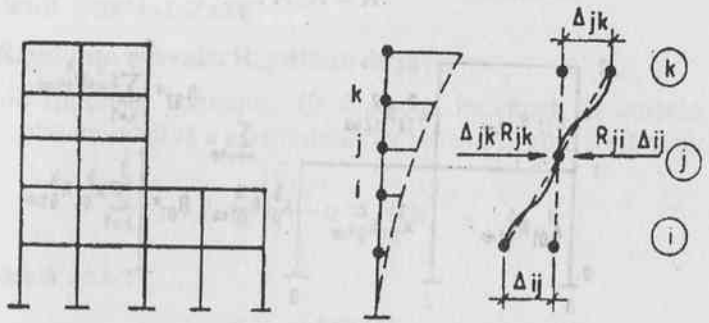


Fig. 2.46. Schemă la metoda Holzer.

la nivelul masei m_k are loc deplasarea: $u_{k,j} = \Phi_{k,j} \sin(\omega_j t + \varphi_j)$. Între două nivele succesive există o deplasare relativă, care ținând seama de mărimea rigidității de nivel se scrie:

$$\Delta u_{k,k+1} = u_{k+1,j} - u_{k,j} = \frac{T_{k,k+1}}{R_{k,k+1}} = \frac{1}{R_{k,k+1}} \sum_{r=k+1}^{n} J_r \qquad (2.180)$$

unde forța aplicată la extremitatea $k+1$ reprezintă suma forțelor de inerție de la nivelul $k+1$, până la vârful modelului

$$T_{k,k+1} = \sum J_r = \sum -m_r \ddot{u}_{r,j} = \frac{\omega_j^2}{g} \sum G_r . u_{r,j} \qquad (2.181)$$

Rezultă:

$$u_{k,j} = u_{k+1} - \frac{\omega_j^2}{g . R_{k,k+1}} \sum_{r=k+1}^{n} G_r . u_{r,j} \qquad (2.182)$$

Pentru ușurința calculelor se introduc notațiile:

$$G_r = G_0 . \gamma_p ; \quad R_{k,k+1} = R_0 . \zeta_{k,k+1} \qquad (2.183–2.184)$$

unde G_0 și R_0 sunt o masă de referință, respectiv, o rigiditate de referință. Notațiile γ_r, $\zeta_{k,k+1}$ sunt masa raportată respectiv rigiditate raportată. Relația de recurență (2.182) a metodei devine:

$$u_{k,j} = u_{k+1,j} - \frac{\omega_j^2 G_0}{g R_0} \frac{1}{\zeta_{k,k+1}} \sum_{j+1}^{n} u_{r,j} \gamma_r \qquad (2.182')$$

Făcând notația:

$$\alpha_0 = \omega_j^2 G_0 / g . R_0 \qquad (2.185)$$

se obține forma operantă a metodei:

$$u_{k,j} = u_{k+1,j} - \frac{\alpha_0}{\zeta_{k,k+1}} \sum_{k+1}^{n} u_{r,j} \gamma_r \qquad (2.182'')$$

În termenii amplitudinilor vectorilor normalizați, formula (2.182″) se retranscrie:

$$\phi_{k,j} = \phi_{k+1,j} - \frac{\alpha_0}{\zeta_{k,k+1}} \sum_{r=k+1}^{n} \phi_{r,j} \gamma_r . \qquad (2.186)$$

Modul practic de aplicare al relației (2.186) constă în următoarele :

Se acceptă o valoare pentru α_0 și se calculează succesiv amplitudinile: ϕ_{n-1}, ϕ_{n-2}, ... , ϕ_2, ϕ_1, inclusiv la nivelul de încastrare ϕ_0.

Pot avea loc trei cazuri:

i) dacă în zona de încastrare $\phi_0 < 0.03$, atunci vectorul $\{\phi\}$ este corespunzător și se calculează perioada modului respectiv cu relația :

$$T_j = 2\pi \sqrt{\frac{G_0}{\alpha_0 g R_0}} \qquad (2.187)$$

ii) dacă $\phi_0 > 0{,}03$ înseamnă că valoarea acceptată pentru α_0 este prea mică;

iii) dacă $\phi_0 < -0{,}03$ valoarea lui α_0 este prea mare.

Se corectează valoarea lui α_0 și se reia algoritmul de la $\Phi_n = 1$, obținând alte valori pentru amplitudinile ϕ_{n-1}, ... , ϕ_2, ϕ_1, ϕ_0. Calculele se refac până la atingerea erorii admisibile.

2.8. TEHNICA ELEMENTULUI FINIT

2.8.1. GENERALITĂȚI

În paragrafele precedente s-a prezentat o expunere elementară pentru înțelegerea fenomenelor și comoditatea scrierii. Astfel s-au folosit mase inerțiale concentrate în mișcare pe direcția unor g.l.d. de translație și numai rigiditatea la încovoiere a barei. Expuneri mai pretențioase dar și mai realiste apelează la metoda elementului finit. Metoda construiește în două etape modelul matematic:

1) Structura continuă se divide întâi într-un număr de elemente finite care sunt așa de mici încât alura deplasărilor $\{u(t)\}$ (sau câmpul tensiunilor $\{\sigma\}$) poate fi aproximat cu o funcție exprimată prin valorile deplasărilor discrete ale nodurilor.

2) Toate elementele finite individuale sunt asamblate astfel ca variabilele: deplasările, (sau tensiunile) să satisfacă relațiile cinematice (condițiile de echilibru). Deplasările (sau tensiunile) rămân continue sau cel puțin controlabile pe interfețele elementului și satisfac condiții de margine impuse. După acest proces de discretizare, structura originală este încadrată într-un set larg de puncte nodale în care toate proprietățile mecanice sunt definite cu valori discrete.

În cele ce urmează se va trata elementul finit liniar, ca fiind cel mai simplu, dar care ilustrează convingător avantajele metodei mai ales la evaluarea răspunsului seismic.

2.8.2. INERȚIE ȘI RIGIDITATE LA ELEMENTUL FINIT LINIAR

2.8.2.1. Introducere

Două caracteristici proprii structurilor controlează răspunsul seismic: inerția și rigiditatea. Proprietățile inerțiale momentane ale unei structuri depind de deformata dinamică a acesteia, adică pe ce g.l.d. se mobilizează masa structurii. De asemenea, rigiditatea este o funcție de deformata structurii. În marea majoritate a cazurilor se stabilește expresia celor două proprietăți în starea de repaus a construcției pe schema nedeformată.

2.8.2.2. Matricea de inerție a elementului finit - grindă

Pentru un element finit unidimensional de lungime l, densitate ρ, secțiune A și moment de inerție I constante, se consideră g.l.d. deplasarea transversală $u(x)$ pe axa barei și rotirea $\theta(x)$, fig. 2.47. Cele două noduri care definesc elementul finit au g.l.d. definite u_1, u_2 și θ_1, θ_2.

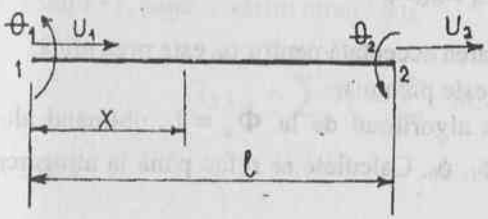


Fig. 2.47. Element finit – grindă.

Pentru deplasarea secțiunii curente se propune funcția polinomială:

$$u(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 x^2 + \alpha_4 x^3 \qquad (2.188)$$

care permite exprimarea rotirii aceleiași secțiuni:

$$\theta(x) = -du/dx = -\alpha_2 - 2\alpha_3 x - 3\alpha_4 x^2 \qquad (2.189)$$

Punând condițiile de margine:

$$x = 0;\ u = u_1;\ \theta = \theta_1$$

$$x = l;\ u = u_2;\ \theta = \theta_2$$

rezultă:

$$\alpha_1 = u_1;\ \alpha_2 = -\theta_1$$

$$\alpha_3 = 3(u_2 - u_1)/l^2 + (2\theta_1 + \theta_2)/l$$

Funcția deplasărilor primește forma operantă:

$$u(x) = \left[(1 - 3\xi^2 + 2\xi^3),\ l(-\xi + 2\xi^2 - \xi^3),\ (3\xi^2 - 2\xi^3),\ l(\xi^2 - \xi^3)\right] \cdot \{u_1, \theta_1, u_2, \theta_2\}^T \qquad (2.190)$$

unde $\xi = x/l$. Scriind funcția deplasărilor simbolic:

$$u = [N]\{u_i\} \qquad (2.190')$$

se identifică notațiile:

$$[N] = [N] = \left[(1 - 3\xi^2 + 2\xi^3),\ l(-\xi + 2\xi^2 - \xi^3),\ (3\xi^2 - 2\xi^3),\ l(\xi^2 - \xi^3)\right] \qquad (2.191)$$

$$\{u_i\} = \{u_1, \theta_1, u_2, \theta_2\}^T \qquad (2.192)$$

Matricea de inerție a unei structuri, în cazul de față, a elementului finit liniar și omogen este dată de expresia:

$$[m] = \int_{vol} [N]^T \rho [N]\, dvol = \rho A l \int_0^1 [N]^T [N]\, d\xi \qquad (2.193)$$

După efectuarea produsului matriceal și a integrării se găsește:

$$\begin{matrix} & v_1 & \theta_1 & v_2 & \theta_2 \end{matrix}$$

$$[m] = \frac{\rho A l}{420} \begin{bmatrix} 156 & & & \\ -22 & 4l^2 & & \\ 54 & -13l & 156 & \\ 13l & -3l & 24l & 4l^2 \end{bmatrix} \begin{matrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{matrix} \qquad (2.194)$$

Matricea obținută se numește matrice consistentă sau matrice echivalentă de inerție. Se constată că fiecărui g.l.d. i se atribuie o masă de translație și de rotație iar g.l.d. pot fi cuplate. Dacă bara se raportează la sistemul general de axe, astfel că ea face un unghi α cu sensul pozitiv al axei ox, atunci matricea echivalentă consistentă se corectează folosind matricea cosinușilor directori [CD] și devine:

$$[m_0] = [CD]^T [m] [CD], \qquad (2.195)$$

unde:

$$[CD]=\begin{bmatrix} CS & O_3 \\ O_3 & CS \end{bmatrix};\ CS=\begin{bmatrix} c & s & 0 \\ -s & c & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix};\ O_3=\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix};\ c=\cos\alpha;\ s=\sin\alpha \quad (2.196\text{–}2.200)$$

2.8.2.3. Matricea de rigiditate a elementului finit – grindă

Pentru matricea de rigiditate $[k]$ a elementului liniar plan se consideră energia de deformație din tensiunea normală:

$$W_e=\int\frac{\sigma^2}{2E}\,\mathrm{dvol}=0.5\int\{\varepsilon\}^T[D]\{\varepsilon\}\cdot\mathrm{dvol}, \quad (2.201)$$

unde $\{\varepsilon\}$ este vectorul deformației specifice iar $[D]$ este matricea elastică care face legătura:

$$\{\sigma\}=[D]\{\varepsilon\}. \quad (2.202)$$

Vectorul deformației specifice se exprimă funcție de vectorul deplasărilor nodale astfel:

$$\{\varepsilon\}=[B]\{u\}, \quad (2.203)$$

unde $[B]$ este o matrice de legătură între deformațiile specifice și deplasările nodale. Aplicând teorema deplasării unitate energiei de deformație rezultă expresia matricei de rigiditate a barei în coordonate locale:

$$[k]=\int_V[\mathrm{B}]^T[D][B]\mathrm{dvol} \quad (2.204)$$

Pentru a obține matricea de rigiditate a elementului finit liniar $[k]$ se consideră energia de deformație numai din încovoiere:

$$W_{incov}=\int_0^l\left(M^2/2EI\right)\mathrm{d}x, \quad (2.201')$$

unde M este momentul încovoietor în secțiunea curentă, E modulul de elasticitate. În baza analogiei:

$$\mathrm{M}\rightarrow\{\sigma\};\ \mathrm{E}\cdot\mathrm{I}\rightarrow[\mathrm{D}];\ \mathrm{d}x\rightarrow\mathrm{dvol}$$

și ținând seama de:

$$\{\varepsilon\}=\left\{\mathrm{d}^2v/\mathrm{d}x^2\right\};\ \mathrm{d}^2v/\mathrm{d}x^2=-M/EI \quad (2.205\text{–}2.206)$$

energia de deformație se scrie:

$$W_{incov}=0.5\int\{M^2\}\frac{1}{EI}\left\{\frac{d^2v}{dx^2}\right\}\mathrm{d}x \quad (2.201'')$$

dar

$$\mathrm{d}v/\mathrm{d}x=\frac{\mathrm{d}v}{1\cdot dx}\left[\left(-6\xi+6\xi^2\right)\left(-1+4\xi-3\xi^2\right);\left(6\xi-6\xi^2\right)\left(2\xi-3\xi^2\right)\right]\begin{Bmatrix} v_2 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (2.208)$$

Ultima relație permite identificarea matricei de legătură $[B]$ care se introduce în expresia matricei de rigiditate (2.204). După efectuarea calculelor se obține:

$$[\mathrm{k}_{incov}]=EI\begin{array}{c} \begin{matrix} \mathrm{v}_1 & \theta_1 & \mathrm{v}_2 & \theta_2 \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} 12/l^3 & -6/l^2 & -12/l^3 & -6/l^2 \\ -6/l^2 & 4/l & 6/l^2 & 2/l \\ -12/l^3 & 6/l^2 & 12/l^3 & 6/l^2 \\ -6/l^2 & 2/l & 6/l^2 & 4/l^2 \end{bmatrix} \end{array}\begin{matrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ q_2 \end{matrix} \quad (2.209)$$

În sistemul general de axe matricea de rigiditate a barei se supune unei transformări liniare prin intermediul matricei cosinușilor directori $[CD]$:

$$[k_0]=[CD]^T[k_{incov}][CD] \quad (2.210)$$

Noua matrice intră în procesul de asamblare în vederea obținerii matricei globale a structurii.

2.8.3. MATRICEA DINAMICĂ DE INERȚIE. MATRICEA DINAMICĂ DE RIGIDITATE

Paragrafele anterioare au ilustrat obținerea matricei statice de inerție respectiv a matricei de rigiditate folosind o funcție „aleasă" pentru aproximarea deformatei elementului finit. Sub acțiunea cutremurelor alura deformatei nu se cunoaște. În asemenea cazuri se apelează la exprimarea mărimilor respective prin serii de puteri crescătoare ale unui parametru al mișcării, în cazul de față frecvența circulară ω:

$$m=m_0+m_2\omega^2+\ldots\ldots$$
$$k=k_0+k_4\omega^4+\ldots\ldots \quad (2.211\text{–}2.212)$$

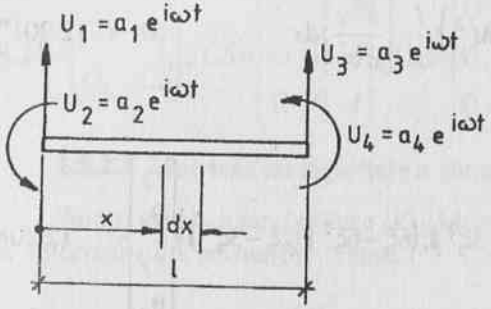


Fig. 2.48. Element finit – grindă.

Se consideră elementul finit din fig. 2.48 la care g.l.d. $\{u_i\}$ sunt exprimate armonic prin deplasările statice $\{q_i\}$. Ecuația mișcării, în sens transversal axei elementului, este:

$$c^4 \frac{\partial^4 u_y}{\partial x^4} + \ddot{u}_y = 0, \tag{2.213}$$

unde

$$c^4 = EI/A\rho . \tag{2.214}$$

Elementul având vibrații transversale u_y va suferi și deplasări orizontale u_x date de teoria încovoierii:

$$u_x = -\frac{\partial u_y}{\partial x} y = -l\eta \frac{\partial u_y}{\partial x} \tag{2.215}$$

cu

$$\eta = y/l \tag{2.216}$$

în care y este cota fibrei considerate pe secțiunea transversală a barei.

Dependența masă-frecvență este inițial necunoscută de aceea se face propunerea:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} = \left(\begin{Bmatrix} a_{0x} \\ a_{0y} \end{Bmatrix} + \omega \begin{Bmatrix} a_{1x} \\ a_{1y} \end{Bmatrix} + \omega^2 \begin{Bmatrix} a_{2x} \\ a_{2y} \end{Bmatrix} + \ldots \right) U \tag{2.217}$$

sau

$$\{u\} = \left(\{a_1\} + \omega \{a_2\} + \omega^2 \{a_3\} + \ldots . \right) U \tag{2.216'}$$

cu

$$U = \{q_1, q_2, q_3, q_4\}^T e^{i\omega t} \tag{2.216''}$$

Deci:

$$u_x = \sum_{r=0}^{\infty} \omega^r a_{rx} q e^{i\omega \cdot t} \; ; \; u_y = \sum_{r=0}^{\infty} \omega^r a_{ry} q e^{i\omega \cdot t} . \tag{2.218–2.219}$$

Se substituie (2.218) în (2.213) care conduce la:

$$c^4 \sum_{r=0}^{\infty} \omega^r \left(a_{ry}^{IV} - \omega^2 a_{ry} \right) q e^{i\omega \cdot t} = 0 . \tag{2.220}$$

Din anularea coeficienților lui ω rezultă:

$$a_{0y}^{IV} = 0 \; ; \; a_{1y}^{IV} = 0 \; ; \; c^4 a_{2y}^{IV} = a_{0y} \; ; \tag{2.221–2.224}$$

Rezolvarea sistemului de ecuații (2.221–2.224) permite obținerea vectorilor $a_{0y}, a_{1y}, a_{2y}, a_{3y}$. Astfel, făcând integrarea în raport cu x pentru a_{0y}, se scrie:

$$a_{0y} = c_1 x^3 + c_2 x^2 + c_3 x + c_4 \tag{2.225}$$

Aplicând condițiile de margine:

$$x = 0 \; ; \; u_y = q_1 \; ; \; \partial u_y / \partial x = q_2$$

$$x = l \; ; \; u_y = q_3 \; ; \; \partial u_y / \partial x = q_4$$

se găsește sistemul de ecuații:

$$c_4 = q_1 \; ; \quad c_3 = q_2 \; ;$$

$$c_1 l^3 + c_2 l^2 + c_3 l + c_4 = q_3 \tag{2.226}$$

$$3c_1 l^2 + 2c_2 l + c_3 = q_4$$

După rezolvarea sistemului de ecuații (2.226) se obține expresia vectorului:

$$a_{0y} = \left[\left(1 - 3\xi^2 + 2\xi^3\right), l\left(\xi - 2\xi^2 + \xi^3\right), \left(3\xi^2 - 2\xi^3\right), l\left(-\xi^2 + \xi^3\right) \right] \tag{2.227}$$

Procedeul de mai sus se continuă pentru ceilalți vectori și se găsește

$a_{1y} = 0$ [(2.228)

$$a_{2y} = \frac{\rho A l^2}{2520EI}\left[\left(66\xi^2 - 156\xi^3 + 105\xi^4 - 21\xi^6 + 6\xi^7\right);\right.$$
$$l\left(12\xi^2 - 22\xi^3 + 21\xi^5 - 14\xi^6 + 3\xi^7\right);$$
$$\left.\left(39\xi^2 - 54\xi^3 + 21\xi^6 - 6\xi^7\right); l\left(-9\xi^2 + 13\xi^3 - 7\xi^6 + 3\xi^7\right)\right]; \quad (2.229)$$

$$a_{3y} = 0. \quad (2.230)$$

Folosind relația de legătură (2.222) se deduc ceilalți vectori:

$$a_{0x} = \left[6\left(\xi - \xi^2\right)\eta; l\left(-1 + 4\xi - 3\xi^2\right)\eta; 6\left(-\xi + \xi^2\right)\eta; l\left(2\xi - 3\xi^2\right)\eta\right]; \quad (2.231)$$

$$a_{1x} = 0 \quad (2.232)$$

$$a_{2x} = \frac{\rho A l^4}{2520}\left[\left(-132\xi + 468\xi^2 - 420\xi^3 + 126\xi^5 - 42\xi^6\right)\eta;\right.$$
$$l\left(-24\xi + 66\xi^2 - 105\xi^4 + 84\xi^5 - 21\xi^6\right)\cdot\eta;$$
$$\left.\left(-78\xi + 162\xi^2 - 126\xi^5 + 42\xi^6\right)\eta; l\left(18\xi - 39\xi^2 + 42\xi^5 - 21\xi^6\right)\eta\right] \quad (2.233)$$

$$a_{3x} = 0 \quad (2.234)$$

Deci componentele vectorului $\{u\}$ sunt determinate. În continuare se recunoaște funcția deplasărilor N din (2.190′) care se introduce în (2.293). După efectuarea calculelor rezultă:

$$m_0 = \frac{\rho \cdot Al}{420}\underbrace{\begin{bmatrix} 156 & & & \\ -22l & 4l^2 & & \\ 54 & -13l & 156 & \\ 13l & -3l^2 & 22l & 4l^2 \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}}$$

Inerție de translație

(2.235)

$$+\frac{\rho \cdot Al}{30}\left(\frac{r}{l}\right)^2\underbrace{\begin{bmatrix} 36 & & & \\ 3l & 4l^2 & & \\ -36 & -3l & 36 & \\ 3l & -l^2 & -3l & 4l^2 \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}}$$

Inerție de rotație

$$m_2 = \frac{(\rho \cdot Al)^2}{EI} l\underbrace{\begin{bmatrix} .73 & & & \\ .15l & .03l^2 & & \\ .66 & .14l & .73 & \\ -.14l & -.03l^2 & -.15l & .03l^2 \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}}$$

Inerție de translație

(2.236)

$$+\frac{(\rho \cdot Al)^2}{EI} l^3\left(\frac{r}{l}\right)^2\underbrace{\begin{bmatrix} .32 & & & & \\ .79l & .32l^2 & & & \\ -.32 & .60l & .03 & & \\ -.60l & .28l^2 & -.79l & .03l^2 & 10^{-3} \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}}$$

Inerție de rotație

În formulele de mai sus a intervenit notația r pentru raza de girație a secțiunii transversale. După cum se vede din expresiile matricelor, procedeul evidențiază inerția statică prin matricea m_0, dar și corecția cinematică a acesteia prin m_2.

În mod similar matricea de rigiditate a barei considerate se compune dintr-o matrice statică k_0 și o corecție cinematică k_4 redactate mai jos:

$$k_0 = \frac{EI}{l^3}\underbrace{\begin{bmatrix} 12 & & & \\ 6l & 4l & & \\ -12 & -6l & 12 & \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}} \quad (2.237)$$

$$k_4 = (\rho Al)^2 \frac{l^3}{EI} 10^{-3}\underbrace{\begin{bmatrix} 0{,}36 & & & \\ 0{,}07l & 0{,}01l^2 & & \\ 0{,}33l & 0{,}07l & 0{,}36 & \\ -0{,}07l & -0{,}02l^2 & -0{,}07l & 0{,}01l^2 \end{bmatrix}}_{\text{SIMETRIC}} \quad (2.238)$$

Deci, sub acțiunea încărcărilor dinamice, matricea de inerție, cât și matricea de rigiditate, se pot exprima funcție de deformata dinamică atunci când intervin corecții cinematice datorită mișcării construcției. Pentru cazurile practicii, folosirea matricelor statice se dovedește suficientă, dar pentru cercetare, ca și pentru construcții speciale, considerarea matricelor dinamice aduce modelarea numerică mai aproape de realitate.

2.8.4. RELAȚIA INERȚIE, RIGIDITATE, PERIOADĂ NATURALĂ

Perioada modului întâi de oscilație sau perioada naturală reprezintă un indicator dinamic global al unei construcții. Din analiza diagramei logaritmice tripartite a spectrelor de răspuns seismic s-a dedus o concluzie foarte importantă și realistă: structurile rigide se încarcă cu accelerații mari, iar cele elastice au deplasări mari pe durata unui cutremur. Practic, marea majoritate a problemelor folosește inerția rezultată prin distribuirea masei barelor în mod egal la cele două extremități. Cele două mase au mișcare de corp rigid pe direcția g.l.d. iar bara care le leagă nu participă. Prin asamblarea tuturor elementelor structurii din bare rezultă o matrice diagonală la care nu există cuplaje între g.l.d. ale nodurilor. Matricea este valabilă în oricare sistem de referință. Analiza modală efectuată cu o asemenea matrice de inerție aproximează perioada naturală superior față de valoarea exactă, construcția „apare mai elastică" decât în realitate. Folosirea matricei consistente de inerție aproximează perioada naturală mai aproape de valoarea ei exactă, deci structura „apare mai rigidă". Evident numai măsurătorile *in situ* au avantajul de a obține valoarea exactă a perioadei naturale când participă toate elementele componente: stâlpi, grinzi, planșee, pereți de închidere, pereți despărțitori, casa scării, ornamente exterioare, interioare etc.

Pentru matricea de rigiditate, practica curentă folosește matricea statică. Chiar și în acest caz unii termeni pot fi omiși. Astfel aportul rigidității axiale ca și al rigidității la răsucire la răspunsul seismic este minor. Caracteristica de rigiditate la forfecare are contribuție apreciabilă, iar caracteristica rigidității la încovoiere este hotărâtoare.

2.8.5. STARE DE SOLICITARE. RĂSPUNS SEISMIC

2.8.5.1. Forțe axiale – oscilații libere

Pentru bara simplu rezemată de secțiune constantă, acționată de o forță axială N = const. dinamica construcțiilor demonstrează expresia pulsațiilor oscilațiilor libere:

$$\omega^2 = \omega_0^2\left(1 - N/N_{cr}\right) \tag{2.239}$$

în care ω_0 este pulsația în absența forței axiale, iar $N_{cr} = \pi^2\, EI/L^2$ este forța axială critică. Concluzia este imediată: o forță de compresiune mărește perioada oscilațiilor libere, iar una de tracțiune o reduce. Cu alte cuvinte, forța axială care tinde să cauzeze flambajul, flexibilizează bara, iar una de întindere o rigidizează. În consecință, forța axială din punct de vedere dinamic se manifestă ca un element de influență în rigiditatea barei.

La sisteme cu n g.l.d. componenta forțelor, acționând paralel cu axa inițială a elementului, conduce la componente de forțe adiționale care activează în direcția și sensul deplasărilor nodale. Fie $[F]_G$ vectorul acestor componente. Aceste forțe

rezultând din încărcările axiale, depind de deplasările structurii deci pot fi exprimate prin coeficienți de influență numiți coeficienți de rigiditate geometrică.

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ . \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{g11} & k_{g12} & \dots & k_{g1n} \\ k_{g21} & k_{g22} & \dots & k_{g2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{gn1} & k_{gn2} & \dots & k_{gnn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ . \\ u_n \end{Bmatrix} \tag{2.240}$$

sau în scriere condensată:

$$\{F\} = [K_G]\{u\}, \tag{2.240'}$$

unde $[K_G]$ este matricea rigidității geometrice, iar $\{u\}$ vectorul deplasărilor. Astfel în calculul dinamic realist, matricea de rigiditate a unei structuri este compusă din matricea statică și matricea geometrică și are expresia:

$$[K] = [K_{ST}] + [K_G]. \tag{2.241}$$

Rezolvarea într-un caz concret evidențiază efectul forțelor axiale care modifică rigiditatea construcției – deci perioada vibrațiilor și formele proprii de oscilație (vectorii proprii) față de cazul în care nu se ține seama de prezența lor.

2.8.5.2. Starea de solicitare–răspuns seismic

Cât timp ecuațiile echilibrului dinamic se scriu pe schema nedeformată a structurii, influența stării de solicitare asupra caracteristicilor dinamice nu poate fi evidențiată. Luarea în considerare a deformațiilor din încărcările statice peste care să se suprapună deformațiile acțiunilor dinamice și considerarea excentricităților încărcărilor statice în urma acțiunilor dinamice face calculul realist. Ori acestea sunt supozițiile calculului de ordinul II. Programele de calcul dinamic neliniar time – history pentru structuri plane au încorporate secțiunea „matrice geometrică", secțiunea „neliniarități de material" ceea ce înseamnă introducerea curbelor de interacțiune ca și secțiunea „excentricități inițiale" care solicită utilizatorului introducerea unor asemenea date inițiale pentru un calcul de ordinul II.

2.9. EFECTUL DE TORSIUNE AL ACȚIUNII SEISMICE

2.9.1. CONSTRUCȚIE PARTER

Pentru claritatea înțelegerii fenomenului se va prezenta cazul unei construcții parter fig. 2.49. Construcția este realizată din elemente verticale legate la partea superioară cu o șaibă rigidă, planșeul din beton armat. Elementele sunt individualizate prin cele două axe la intersecția cărora se găsesc.

Centrul maselor. Structura din fig. 2.49 are masa inerțială situată pe planșeu. Această masă provine din încărcările gravitaționale situate pe planșeu. Masa

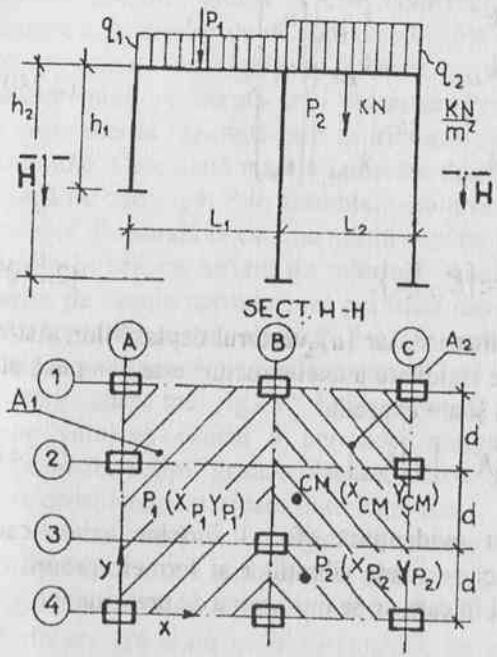


Fig. 2.49. Construcție parter.

inerțială totală se poate considera concentra într-un punct numit centrul masei și notat cu *CM*. Acesta este punctul de aplicație al rezultantei încărcărilor gravitaționale de pe planșeu, dar și punctul de aplicație al forței de inerție generată de cutremur. Centrul maselor, în marea majoritate a cazurilor, coincide cu centrul forțelor gravitaționale, dar sunt cazuri când cele două centre sunt distincte. Un exemplu în acest sens este dat de sarcinile suspendate prin cabluri ori tiranți. Față de sistemul de axe ortogonal *xoy*, în secțiunea orizontală *H–H*, fig. 2.49, acest punct are coordonatele:

$$X_{CM} = \frac{1}{G}(x_1 G_1 + x_2 G_2);\quad Y_{CM} = \frac{1}{G}(y_1 G_1 + y_2 G_2),$$

unde $G = G_1 + G_2$ este încărcarea totală, iar $G_1 = A_1 q_1$ și $G_2 = A_2 q_2$ sunt încărcările pe cele două trame, având punctele de aplicație respectiv $(x_1, y_1), (x_2, y_2)$ notate pe fig. 2.49.

Forța seismică. Mărimea forței seismice orizontale pentru modelul dinamic al acestei construcții cu 1 g.l.d este $S = S_a G / g$ având punctul de aplicație centrul masei. Ca orientare această forță se consideră secvențial pe direcția axei *x-x*, pe direcția axei *y-y*, dar și pe o direcție înclinată față de acestea. Forța are dublu sens.

Centrul de rigiditate. Punctul de aplicație al forței de reacțiune al construcției la o deplasare orizontală se numește centrul de rigiditate, notat cu CR, fig. 2.50. Acest punct se află la intersecția rezultantelor reacțiunilor orizontale ale construcției la deplasarea pe direcția *x-x* și respectiv pe direcția *y*. O cauză perturbatoare provoacă o deplasare Δ_{XX} pe direcția *x-x* planșeului din fig. 2.49.

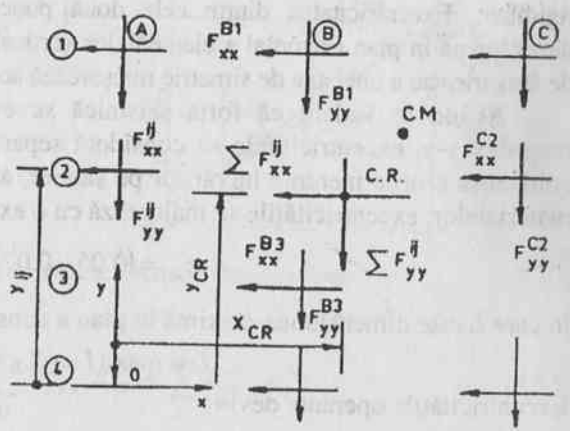


Fig. 2.50. Rigidități laterale – centru de rigiditate.

Toate elementele verticale respectiv stâlpii își deplasează extremitățile superioare cu aceeași cantitate Δ_{XX}. Acest fapt conduce la apariția în fiecare stâlp a unei forțe tăietoare $F_{XX}^{IJ} = \Delta_{XX} R_{XX}^{IJ}$. Pentru întreaga construcție aceste forțe alcătuiesc un sistem de forțe plane și paralele a căror rezultantă este paralelă cu axa *x-x* și trece prin punctul de ordonată :

$$Y_{CR} = \left(\sum_{I,J} y_{IJ} F_{XX}^{IJ}\right) \Big/ \left(\sum_{I,J} F_{XX}^{IJ}\right) = \left(\sum_{I,J} y_{IJ} R_{XX}^{IJ}\right) \Big/ \left(\sum_{I,J} R_{XX}^{IJ}\right) \qquad (2.242)$$

Dacă se consideră o cauză perturbatoare care deplasează planșeul pe direcția *y-y* cu cantitatea Δ_{YY}, atunci elementele verticale răspund încărcându-se cu forțe tăietoare $F_{YY}^{IJ} = \Delta_{YY} R_{YY}^{IJ}$ paralele cu direcția *y-y*. Rezultanta acestor forțe tăietoare este paralelă cu axa *y-y* și trece prin punctul de abscisă:

$$X_{CR} = \left(\sum_{I,J} x_{IJ} F_{YY}^{IJ}\right) \Big/ \left(\sum_{I,J} F_{YY}^{IJ}\right) = \left(\sum_{I,J} x_{IJ} R_{YY}^{IJ}\right) \Big/ \left(\sum_{I,J} R_{YY}^{IJ}\right) \qquad (2.243)$$

Excentricități. Forța seismică acționează în centrul maselor. Ea cauzează o translație planșeului. Din această cauză în stâlpi iau naștere forțe de reacțiune a căror rezultantă are punctul de aplicație centrul de rigiditate. De obicei cele două puncte nu coincid. O excentricitate există între ele, excentricitate care are componentele pe cele două axe

$$e_{gx} = |X_{CM} - X_{CR}|; \quad e_{gy} = |Y_{CM} - Y_{CR}|. \qquad (2.244–2.245)$$

Forța seismică aplicată în centrul maselor se reduce în centrul de rigiditate la o forță și un moment. Momentul acesta are tendința să rotească construcția în jurul unui ax vertical care trece prin centrul de rigiditate. Acesta este efectul de răsucire al acțiunii seismice și principala cauză o constituie necoincidența centrului maselor cu centrul de rigiditate. Excentricitatea dintre cele două puncte este favorizată de dispunerea dezordonată în plan orizontal a elementelor verticale de rezistență. Existența centrului de simetrie sau a unei axe de simetrie micșorează această excentricitate.

Având în vedere că forța seismică se evaluează separat pe direcția *x-x* respectiv *y-y*, excentricitățile se consideră separat pe cele două direcții. Pentru a compensa erorile inerente lucrărilor pe șantier, abaterile de la calitatea prescrisă a materialelor, excentricitățile se majorează cu o excentricitate adițională:

$$e_{ad} = (0.05 - 0.07)L \qquad (2.246)$$

în care L este dimensiunea maximă în plan a construcției. Pentru exemplul de față

$$L = \max\,(L_1 + L_2, 4d)$$

Excentricitățile operante devin

$$e_x = e_{gx} + e_a\,; \; e_y = e_{gy} + e_a \qquad (2.247–2.248)$$

Moment de torsiune. Forța seismică se transferă în centrul de rigiditate sub forma unui torsor alcătuit dintr-o forță și un moment. Acet moment rotește toate punctele planșeului în jurul unui ax vertical cu același unghi θ și se numește moment de torsiune sau de răsucire. Mărimea momentului de răsucire este:

$$M = S \cdot e \;\text{ cu }\; e = \max(e_x, e_y) \qquad (2.249–2.250)$$

Se consideră un element vertical al structurii de rezistență, fig. 2.51. La o deplasare relativă a extremității superioare $\Delta = d \cdot \theta$ care se poate descompune în două componente după direcția axelor de inerție ale elementului paralele cu axele de referință *x-x*, *y-y* în:

$$\Delta_{XX} = \Delta\cos\alpha = \theta \cdot d \cdot \cos\alpha = \theta \cdot d_{11}$$

$$\Delta_{YY} = \Delta\sin\alpha = \theta \cdot d \cdot \sin\alpha = \theta \cdot d_{22}$$

La deplasarea relativă a capetelor cu Δ_{XX}, respectiv cu Δ_{YY} elementul se încarcă cu câte o forță de reacțiune orizontală de sens contrar deplasării și de mărime:

$$F_{XX} = R_{XX}\Delta_{XX} = R_{XX} \cdot \theta \cdot d_{11} \qquad (2.251)$$

$$F_{YY} = R_{YY}\Delta_{YY} = R_{YY} \cdot \theta \cdot d_{22} \qquad (2.251')$$

Aceste forțe echilibrează cauza care le-a produs, adică momentul de torsiune. Pentru elementul din fig. 2.51 b acest moment se scrie:

$$F_{XX} \cdot d_{11} + F_{YY} \cdot d_{22}$$

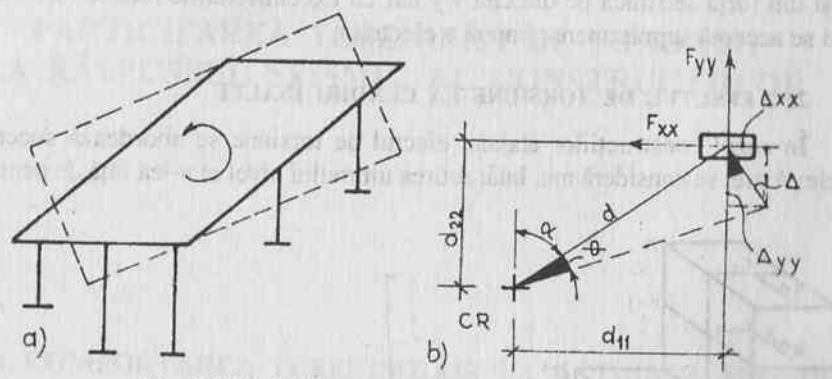


Fig. 2.51. Unghi de răsucire – forțe de răspuns seismic.

iar pentru întreaga structură:

$$M_t = \sum_{IJ} F_{XX}^{IJ} \cdot d_{22}^{IJ} + \sum_{IJ} F_{YY}^{IJ} \cdot d_{22}^{IJ} \qquad (2.252)$$

sau

$$M_t = \theta \cdot \left(\sum R_{XX}^{IJ} \cdot d_{11}^{IJ\,2} + \sum R_{YY}^{IJ} \cdot d_{22}^{IJ\,2} \right). \qquad (2.252')$$

Notând caracteristica polară:

$$J_\theta = \sum \left(R_{XX} \cdot d_{11}^2 + R_{YY} \cdot d_{22}^2 \right) \qquad (2.253)$$

mărimea unghiului de răsucire se exprimă prin:

$$\theta = M_t / J_\rho \qquad (2.254)$$

iar expresia forțelor de reacțiune din efectul de răsucire primesc forma finală:

$$F_{XX} = \theta \cdot R_{XX} \cdot d_{11}\,; \; F_{YY} = \theta \cdot R_{YY} \cdot d_{22} \qquad (2.255–2.256)$$

Efectul de răsucire al acțiunii seismice constă într-o forță de reacțiune orizontală ale cărei componente sunt date de relațiile (2.255–2.256), care se consideră cu sens dublu. Mărimea forței de reacțiune este proporțională cu rigiditatea elementului, adică elementele scurte sau elementele puternice (cu moment de inerție mare) se încarcă mai mult. Forțele de reacțiune sunt proporționale cu distanța măsurată de la centrul de rigiditate la elementul respectiv. De regulă, aceste distanțe corespund elementelor așezate la colțurile construcției. Forțele de reacțiune depind de mărimea forței seismice care atacă nivelul, adică de forța tăietoare, ori aceasta este de valoare maximă pentru parter.

Pentru efectul de torsiune al forței seismice orientată pe o direcție oarecare, se procedează la calcul forțelor de reacțiune simultan din forța seismică pe direcția x-x și din forța seismică pe direcția y-y dar cu excentricitățile reduse: 0.7 e_x, 0.7 e_y când se acceptă suprapunerea liniară a efectelor.

2.9.2 EFECTUL DE TORSIUNE LA CLĂDIRI ÎNALTE

În cazul construcțiilor etajate, efectul de torsiune se abordează succesiv pe nivele. Astfel se consideră mai întâi rotirea ultimului nivel al n-lea față de penultimul

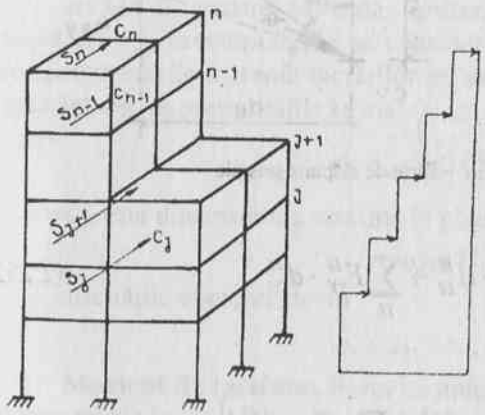


Fig. 2.52. Torsiunea la clădiri multietajate.

nivel (n-1) cu luarea în calcul a forței tăietoare dintre cele două nivele aplicată în centrul maselor nivelului al n-lea. Unghiul de răsucire se calculează în centrul de rigiditate al nivelului (n-1). Efectul de răsucire se evaluează pentru elementele verticale dintre cele două nivele n respectiv (n-1). Pentru două nivele succesive (j+2), respectiv (j+1), fig. 2.52 se consideră forțele seismice de deasupra nivelului (j+1), aplicate în centrele maselor corespunzătoare fiecărui planșeu. Se calculează momentul de răsucire provenit din fiecare forță seismică de nivel față de nivelul (j+1). Expresia momentului de torsiune este:

$$M_t = \sum_{j+1}^{n} S_k e_k \qquad (2.257)$$

în care S_k este forța seismică a nivelului k deasupra nivelului (j+1), iar e_k este excentricitatea dintre centrul maselor planșeului k și centrul de rigiditate al planșeului (j+1). Evident că efectul mișcării de torsiune este maxim pentru parter față de care se însumează contribuția în răsucire a tuturor nivelelor, iar elementele de colț sunt expuse la valorile cele mai mari.

Capitolul 3

PARTICIPAREA TERENULUI DE FUNDAȚII LA RĂSPUNSUL SEISMIC AL CONSTRUCȚIILOR

3.1. COMPORTAREA TERENURILOR LA ACȚIUNEA SEISMICĂ

Comportarea terenurilor sub încărcări dinamice poate prezenta aspecte foarte diferite față de comportarea la încărcare statică. Unele terenuri sub încărcări ciclice își sporesc rezistența prin compactare, exemplul nisipurile afânate, altele își pot pierde rezistența: nisipurile saturate sau argilele sensibile. Compactarea dinamică a terenurilor depinde de mărimea deformațiilor cauzate de durata și frecvența procesului.

3.1.1. TASAREA NISIPURILOR USCATE

Nisipurile afânate, sub acțiunea seismică – o mișcare vibratorie –, se pot compacta. Asemenea compactări cauzează tasări ale depozitului nisipos și o dată cu

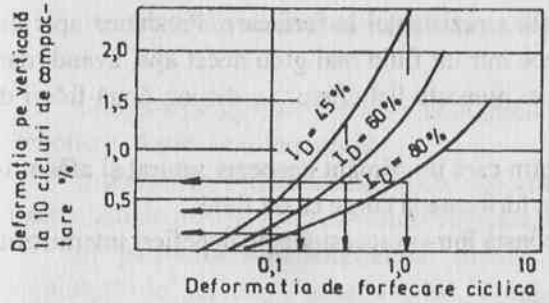


Fig. 3.1. Dependența deformațiilor depozitelor nisipoase de gradul de îndesare.

aceasta, tasarea fundațiilor construcțiilor existente pe acest teren. De cele mai multe ori, tasările sunt inegale, ceea ce se răsfrânge prin noi distribuții ale solicitărilor în scheletul portant al construcțiilor. În activitatea de proiectare, de o importanță majoră se bucură aprecierea **tendinței de tasare** a depozitelor nisipoase. Din probele efectuate la șantier, una o constituie determinarea gradului de îndesare și o alta, măsurarea rezistenței la penetrare standard. Aceste determinări au permis concluzia: nisipurile cu un grad de îndesare mai mic decât

60% sau cu o rezistență la penetrare sub 15 lovituri sunt susceptibile de tasări importante. Deci o porozitate accentuată favorizează fenomenul tasării. Determinările de laborator, concretizate în diagramele din fig. 3.1, arată că:

1) cu cât gradul de îndesare este mai mare, aceeași tasare se atinge la o deformată ciclică de forfecare mai mare;

2) cu cât gradul de îndesare este mai mare, aceeași deformată ciclică orizontală cauzează o tasare mai mică.

O metodă simplă, acceptabilă pentru prognoza tasării nisipurilor pe durata unui cutremur, este aceea a gradului de îndesare critic. Gradul de îndesare critic $I_{D_{cr}}$, reprezintă valoarea îndesării sub care un depozit granular se va îndesa dacă terenul este supus unei mișcări de accelerație orizontală a. El este dat de relația:

$$I_{D_{cr}} = I_{D_{min}} + (I_{D_{max}} - I_{D_{min}}) \exp(-3a/4g) \qquad (3.1)$$

Dacă gradul de îndesare I_D al unui strat în stare netulburată depășește valoarea critică, atunci el se va tasa cu:

$$\Delta H = \frac{I_D - I_{D_{cr}}}{I - I_D} . H , \qquad (3.2)$$

unde: H este grosimea stratului; $I_{D\ min}$, $I_{D\ max}$ – gradul de îndesare minim, respectiv maxim; a – amplitudinea accelerației mișcării aplicate; g – accelerația gravitațională.

3.1.2. LICHEFIEREA PĂMÂNTURILOR NECOEZIVE

Sub acțiunea unor forfecări monotone sau ciclice la pământurile necoezive, se constată pierderea totală sau parțială a rezistenței la forfecare. Presiunea apei din pori crește și depozitul de nisip trece într-un fluid mai greu decât apa, având toate proprietățile fluidelor. Fenomenul se numește lichefiere. Se disting două feluri de lichefieri:

a) lichefierea propriu-zisă prin care un pământ necoeziv saturat și afânat își pierde o mare parte din rezistența la forfecare și curge ca un fluid;

b) mobilitatea ciclică, care constă într-o succesiune de lichefieri intermitente cu deformații de curgeri limitate.

Aprecierea potențialului de lichefiere se face prin raportarea lui la toate determinările de laborator și de șantier ale terenurilor de fundații: gradul de îndesare, rezistență la penetrare, curba granulometrică. Tabelul 3.1 dă relația calitativă dintre potențialul de lichefiere și gradul de îndesare. În fig. 3.2 se reproduce familia de curbe deasupra cărora este posibilă lichefierea. Sunt puse în corelație tendința de lichefiere, adâncimea, rezistența la penetrare și accelerația mișcării orizontale. La o aceeași adâncime, ex: 6 m, lichefierea este mai anevoioasă

Tabelul 3.1

Potențial de lichefiere - grad de îndesare

Accelerația la suprafața terenului	Lichefiere foarte ușoară	Lichefierea depinde de magnitudinea seismică	Lichefierea se obține greu
0,10 g	$I_D < 33\ \%$	$33\ \% < I_D < 54\ \%$	$I_D > 54\ \%$
0,15 g	$I_D < 48\ \%$	$48\ \% < I_D < 73\ \%$	$I_D > 73\ \%$
0,20 g	$I_D < 60\ \%$	$60\ \% < I_D < 85\ \%$	$I_D > 85\ \%$
0,25 g	$I_D < 70\ \%$	$70\ \% < I_D < 92\ \%$	$I_D > 92\ \%$

cu cât rezistența la penetrare este mai mare. La o aceeași rezistență la penetrare, cu cât stratul se găsește mai adânc cu atât accelerația care îl lichefiază este mai mică.

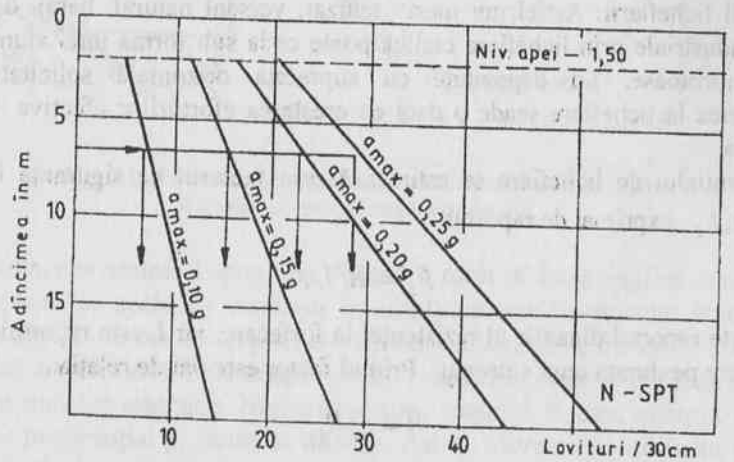


Fig. 3.2. Relația accelerație orizontală – adâncime – rezistență la penetrare și lichefiere.

Compoziția granulometrică a unui teren poate favoriza sau nu fenomenul de lichefiere. Astfel se diferențiază:

i) pământuri lichefiabile: nisip, nisip fin, nisip mediu, nisip prăfos, nisip cu intercalații de pietriș, nisip cu resturi vegetale, nisipuri cu intercalații de argilă;

ii) pământuri nelichefiabile: pietriș, argilă, praf, lut, pământ organic, umplutură de suprafață, strat vegetal. Forma granulelor hotărăște rezistența la forfecare. Astfel, contactul între particulele rotunjite se poate pierde mai ușor decât în cazul particulelor alungite și colțuroase. În scopul cuantificării formelor granulelor se definesc: **coeficientul de rotunjime**, **coeficientul de sfericitate** care global exprimă coeficientul de formă al particulelor. Valoarea acestuia se reflectă în gradul de îndesare, unghiul frecării interioare, coeficientul de permeabilitate. Deci valori mici ale coeficientului de rotunjime aparțin unor terenuri mai greu lichefiabile decât terenurile cu un coeficient de rotunjime mai mare.

Starea de umiditate şi condiţiile de drenare ale stratului pot influenţa apariţia sau nu a fenomenului de lichefiere. Un strat de nisip, situat deasupra nivelului apei subterane, se poate lichefia în urma lichefierii zonelor inferioare ale depozitului. Lichefierea stratelor superioare se poate produce după încetarea mişcării seismice datorită curenţilor ascensionali de apă. Dacă presiunea în exces a apei din pori se poate disipa rapid – adică există posibilităţi concrete de drenare – lichefierea nu poate avea loc. Astfel, permeabilitatea influenţează fenomenul de lichefiere. Permeabilitatea poate condiţiona însăşi valoarea maximă a presiunii induse de mişcarea seismică. Permeabilitatea explică de ce nisipurile cu pietriş sunt greu lichefiabile. Nisipurile care conţin pietriş sunt mai greu lichefiabile decât cele fără pietriş, iar un procent mai mare de 50% pietriş face lichefierea improbabilă.

Prin poziţia pe care o ocupă stratul lichefiabil în masiv, poate favoriza sau nu fenomenul lichefierii. Astfel, un masiv taluzat, versant natural, baraj, depozit de deşeuri industriale prin lichefiere ciclică poate ceda sub forma unei alunecări sau curgeri noroioase. La depozitele cu suprafaţa orizontală solicitate ciclic, sensibilitatea la lichefiere scade o dată cu creşterea eforturilor efective – deci cu adâncimea.

Potenţialul de lichefiere se estimează prin factorul de siguranţă împotriva lichefierii, F_L, exprimat de raportul:

$$F_L = R/L, \tag{3.3}$$

unde R este raportul dinamic al rezistenţei la forfecare, iar L este raportul tensiunii de forfecare pe durata unui cutremur. Primul factor este dat de relaţia:.

$$R = c_w R_L \tag{3.4}$$

cu coeficientul corectiv pentru caracteristica mişcării terenului c_w având valorile 1 pentru tipul de mişcare I şi 1,2 pentru tipul de mişcare II. R_L este raportul rezistenţei ciclice triaxiale Acest factor este determinat prin teste de laborator pe probe nederanjate luate din teren prin metoda îngheţării.

Raportul tensiunii de forfecare pe durata unui cutremur poate fi exprimat prin:

$$L = r_d k_{hc} \sigma_v / \sigma'_v \tag{3.5}$$

în care intervin notaţiile r_d pentru factorul modificării cu adâncimea a raportului tensiunilor de forfecare, k_{hc} pentru coeficientul seismic de proiectare considerat la evaluarea potenţialului de lichefiere, σ_v pentru presiunea din încărcarea totală şi σ'_v pentru presiunea efectivă din încărcare. Pentru tipul I de mişcare a suprafeţei terenului în direcţie orizontală k_{hc} = 0,3 – 0,4, iar pentru tipul II de mişcare în interiorul subsolului k_{hc} = 0,6 – 0,8.

3.2. INFLUENŢA TERENULUI ASUPRA MIŞCĂRII SEISMICE

În cazul multor cutremure, geologia locală şi condiţiile de amplasament au avut o influenţă hotărâtoare asupra răspunsului seismic. Factorii de natură locală provin din:

a) Topografia rocii de bază fig. 3.3. Prin roca de bază se înţelege acea zonă alcătuită din strate granitice sau bazaltice care vibrează cu caracteristici relativ constante pe o arie întinsă. Ea are valori ridicate pentru densitate, modul de elasticitate

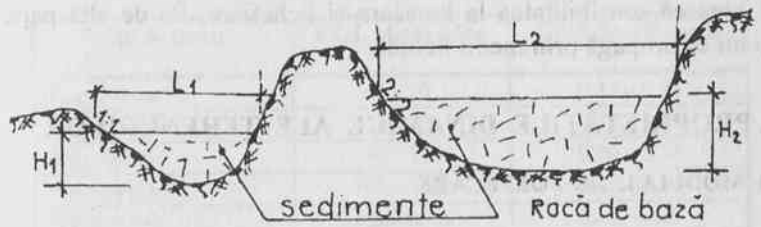


Fig. 3.3. Elementele depozitelor sedimentare care influenţează răspunsul seismic al amplasamentului.

şi viteza undelor seismice. Topografia diferită a rocii de bază explică configuraţia diferită a spectrelor aceluiaşi cutremur în amplasamente învecinate. Planurile de lunecare de tipul 1 – 1 sau 2 – 2, pot favoriza sau nu lunecările de teren. Topografia rocii de bază are efecte diferite asupra undelor seismice cum ar fi focalizarea sau împrăştierea undelor seismice. Numeroase sunt cazurile în care energia seismică s-a propagat preferenţial pe anumite direcţii. Astfel, cutremurul mexican (1986) a afectat distructiv numai o zonă a capitalei mexicane. Cutremurul vrâncean (1977) s-a manifestat sever la Craiova de-a lungul şoselei naţionale Bucureşti – Tr. Severin. Cutremurul bănăţean (1991), cu epicentrul lângă localitatea Voiteni, s-a «simţit» la Timişoara (35 km), dar a lăsat fără avarii localitatea Jebel (8 km) situată între ele.

b) Configuraţia pachetului de sedimente. Cu cât suprafaţa depozitelor *L*1, *L*2, fig. 3.3, este mai mare, cu atât mai mare este probabilitatea ca depunerile să fie eterogene şi cu proprietăţi foarte diferite (densitate, consistenţă, grad de îndesare etc.). Adâncimea depunerilor H_1, H_2 peste roca de bază, fig. 3.3, afectează răspunsul seismic întrucât perioada proprie de oscilaţie a terenului creşte proporţional cu grosimea pachetului.

Măsurătorile efectuate în Japonia au arătat că deplasările în terenuri aluvionare sunt considerabil mai mari decât în cazul celor stâncoase. De asemenea, acceleraţiile la suprafaţa depozitelor aluvionare sunt majorate de circa 1,2 – 2,0 ori faţă de acela la nivelul rocii de bază.

S-a constat că un cutremur are efecte maxime asupra construcţiilor a căror perioadă proprie fundamentală se apropie de aceea a terenului.

Configurația spectrelor cutremurelor californiene cu focare de adâncime mică 5 – 15 km, arată o amplificare maximă a accelerațiilor în zona perioadelor mici, fig. 2.21. Spectrul accelerației cutremurului vrâncean de la 4 martie 1977 pentru București, calculat după accelerograma reușită la INCERC, arată o amplificare în vecinătatea perioadei 1,5 sec. fig. 2.15 a. Acest fapt poate fi pus în directă legătură cu adâncimea mare până la roca de bază în zona de înregistrare a seismului de circa 1000 m și cu adâncimea medie a focarului, circa 110–140 km.

c) **Nivelul apei freatice** al terenului reprezintă un factor hotărâtor în propagarea mișcării seismice. Apa reduce rezistențele mecanice ale terenurilor făcând să crească sensibilitatea la lunecare și lichefiere. Pe de altă parte, undele secundare nu se propagă prin medii lichide.

3.3. PROPRIETĂȚILE DINAMICE ALE TERENURILOR

3.3.1. MODULUL DE FORFECARE

Principalele caracteristici ale terenurilor folosite în aflarea răspunsului seismic al construcțiilor sunt: modulul de forfecare, amortizarea, coeficientul Poisson și perioada

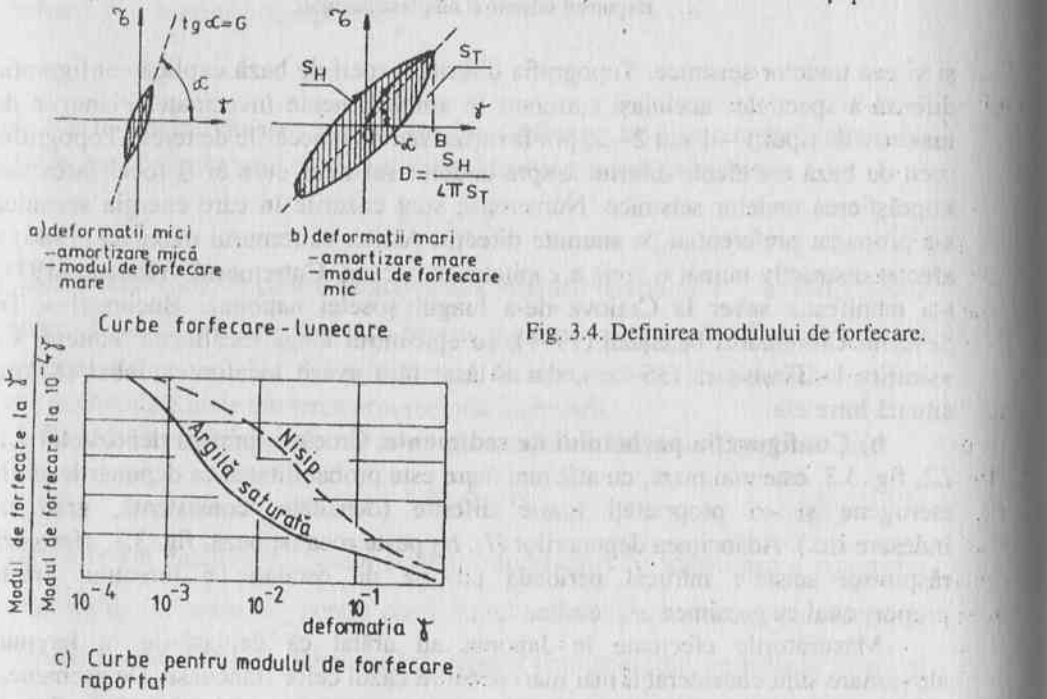


Fig. 3.4. Definirea modulului de forfecare.

oscilațiilor libere. Pentru deformații mici, modulul de forfecare al terenului poate fi luat drept principala pantă a curbei caracteristice de forfecare $\sigma - \gamma$, fig. 3.4 a. La deformații mari, curba tensiune-deformație specifică devine puternic neliniară,

astfel că modulul de forfecare nu este constant. Întrucât mișcarea seismică este o mișcare vibratorie, interesează curba caracteristică $\sigma - \gamma$, în alură histeretică, fig. 3.4 b. Pentru aflarea modulului de forfecare se apelează la teoria elasticității în conformitate cu care $G = E/2(1+\mu)$. Dar modulul de elasticitate longitudinală E variază între limite foarte largi, cum se arată în tabelul 3.2. Metodele de laborator fac posibilă determinarea modulului de forfecare din încercarea de compresiune triaxială

Tabelul 3.2.

Modulul de elasticitate longitudinal

Tip de teren	Eval. Medie Mpa	Coeficient Poisson
Nisip prăfos	7 – 70	0,33 – 0,36
Nisip afânat	15 – 50	0,32 – 0,38
Nisip dens	50 – 120	0,30 – 0,36
Nisip cu pietriș	90 – 120	0,28 – 0,34
Argilă moale	Până la 15	0,44 – 0,47
Argilă tare	10 – 15	0,38 – 0,41

și încercarea de rezonanță. Cele două încercări se completează reciproc. Încercarea triaxială cu deformații mari determină o valoare a modulului de forfecare. Încercarea

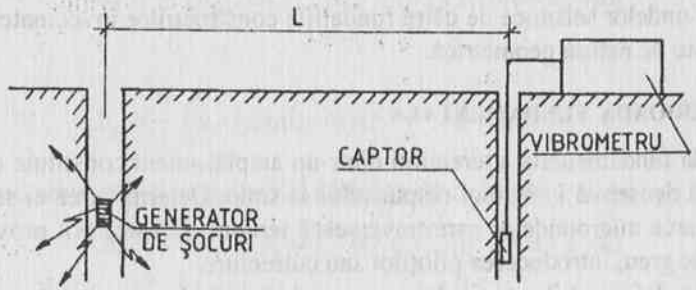


Fig. 3.5. Determinarea vitezei undelor de forfecare într-un teren.

de rezonanță cu deformații mici conduce la altă valoare. De aceea ele trebuiesc amândouă efectuate pentru o valoare medie realistă a modulului. La șantier, se determină viteza undelor de forfecare V_s. În sondajele practicate în teren se introduce o sursă de vibrații respectiv un traductor. Ultimul este înseriat într-un lanț de înregistrare cinematică, fig. 3.5. Cunoscând distanța dintre foraje și succesiunea undelor înregistrate, se calculează viteza undelor de forfecare. Modulul de forfecare se determină cu relația $G = \rho \cdot V^2_s$, unde ρ este densitatea terenului. Tabelul 3.3 indică orientativ câteva valori pentru principalele caracteristici ale unor roci.

Tabelul 3.3

Caracteristici geotehnice

Tip de teren	Greut. Specifică KN/m³	Rez. Admisă MPa	Modul de forfecare Mpa
Argilă moale	15,7 – 19,6	0,05 – 0,1	24 – 48
Argilă compactă	19,6 – 22,8	0,19 – 0,29	73 – 100
Nisip prăfos	17,0 – 20	0,16 – 0,22	
Nisip afânat	14,9 – 19,6	0,14 – 0,24	37 – 37
Nisip dens	18,1 – 22	0,24 – 0,34	56 – 98
Pietriş	22,2 – 24,3	0,34 – 0,48	75 – 130
Granit	25,1 – 25,5	0,5	$(3 - 3{,}74)10^4$

3.3.2. AMORTIZAREA TERENURILOR

Amortizarea terenurilor este de două feluri:

a) Amortizare interioară columbiană (frecare uscată) care se evidenţiază prin pierderea de energie purtată de undele seismice care parcurg terenul. Mărimea ei se reprezintă prin aria curbei de histereză *SH*, fig. 3.4 b. Fracţiunea din amortizarea critică se defineşte prin raportul $D = S_H / 4\pi S_T$. Aria triunghiului *OAB* este S_T, iar S_H este aria buclei de histereză din fig. 3.4 b. Fracţiunea din amortizarea critică variază cu deformaţia de lunecare.

b) Amortizarea radiantă constituie o măsură a energiei disipate prin efectul de radiaţie al undelor seismice de către fundaţiile construcţiilor învecinate. Această amortizare este de natură geometrică.

3.3.3. PERIOADA FUNDAMENTALĂ

Perioada fundamentală a terenului dintr-un amplasament constituie o mărime de importanţă deosebită în studiul răspunsului seismic. Determinarea ei se practică prin înregistrarea microundelor care traversează terenul. Acestea pot proveni de la explozii, trafic greu, introducerea piloţilor sau cutremure.

Mărimea deformaţiilor terenului în aceste teste este foarte mică în comparaţie cu deformaţiile cauzate de cutremure. Se cere o extrapolare precaută a rezultatelor obţinute pentru evenimentul seismic care cauzează deformaţii mari. În mod orientativ se pot accepta pentru perioada fundamentală valori din tabelul 3.4. Pentru perioada fundamentală a unui pachet de n straturi de grosime totală h_T perioada fundamentală se poate calcula cu formula:

$$T = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} T_{si}\frac{h_i}{h_{TOT}}; \qquad T_{si} = \frac{4}{R}\frac{h_i}{V_{si}} \tag{3.3}$$

în care h_i este grosimea stratului i, h_{TOT} – grosimea pachetului, V_{si} – viteza undelor de forfecare în stratul i, iar $R = 0{,}67 - 0{,}9$ este un coeficient ce ţine seama de mărimea acceleraţiei maxime în timpul cutremurului în amplasament.

Tabelul 3.4.

Perioada fundamentală a unor pământuri

Tipul de rocă	Perioada (sec.)
Roci stâncoase, compacte, granitice, bazaltice	0,3
Depozite aluvionare, consolidate, compacte, consistente, de grosime mică	0,3 – 0,5
Depozite aluvionare consolidate, compacte, consistente, de grosime mare	0,3 – 0,7
Depozite aluvionare slab consolidate de grosime medie	0,5 – 1
Depozite aluvionare slab consolidate de grosime mare	0,8 – 1,6
Depozite sedimentare saturate, umpluturi de grosime medie–mare	1,5 – 3,5

3.3.4. CONŢINUTUL DE FRECVENŢĂ AL MIŞCĂRII SEISMICE

Dacă se dispune de o înregistrare seismică $u_0(t)$ aceasta poate fi considerată ca o mişcare periodică, de perioada L secunde. Ea se poate descompune într-o serie de mişcări armonice.

$$u_0(t) = \sum_{n=0}(a_n \cos n\theta \cdot t + b_n \sin n\theta \cdot t) \tag{3.4}$$

în care intervin coeficienţii Fourier:

$$a_0 = \frac{1}{L}\int_0^L u_0(t)dt; \qquad a_n = \frac{2}{L}\int_0^L u_0(t)\cos(n\cdot\theta)dt$$

(3.5–3.8)

$$b_n = \frac{2}{L}\int_0^L u_0(t)\sin(n\cdot\theta)dt; \qquad n\theta = 2\pi/L/n = \theta_n$$

Dar termenii seriei pot fi exprimaţi şi altfel ca de exemplu:

$$a_n \cos n\,\theta\, t + b_n \sin n\,\theta\, t = C_n \sin(n\,\theta\, t + \varphi_n) \tag{3.9}$$

unde:

$$C_n^2 = a_n^2 + b_n^2; \quad \operatorname{tg}\varphi_n = b_n / a_n \tag{3.10}$$

În această ultimă reprezentare, mişcarea seismică se poate transcrie:

$$u_0(t) = \sum_{n=0} c_n \sin(n\cdot\theta\cdot t + \varphi_n) \tag{3.11}$$

Reprezentarea grafică a perechilor de valori C_n – amplitudinea armonicei a n-a şi frecvenţa corespunzătoare $f_n = 1/T_n = n\,\theta/2\pi$ se numeşte spectrul Fourier al frecvenţelor sau spectrul amplitudinilor. Pentru cutremurul vrâncean de la 4 martie 1977, în fig. 3.6 sunt redate perechile de valori (C_n, θ_n) ale componentelor accelerogramei de la Bucureşti. Se vede că armonica dominantă

a avut perioada între 1 şi 2 sec. la componenta N – S şi mai mare de două secunde la componenta E–V.

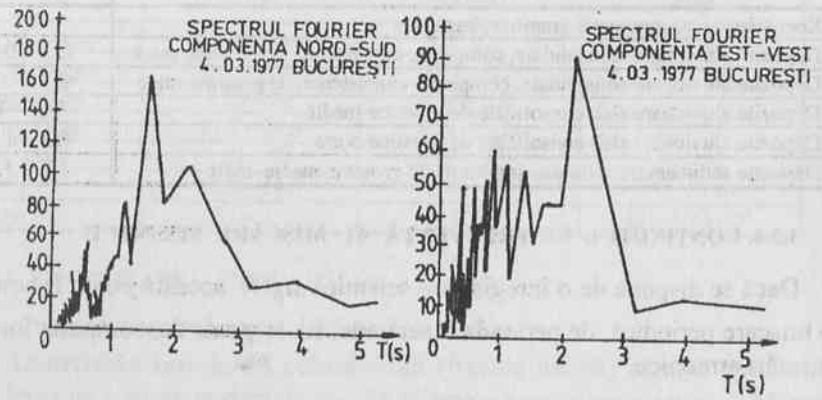


Fig. 3.6. Cutremurul Vrancea 1977. Spectre Fourier.

Din punctul de vedere al inginerului constructor, cunoaşterea spectrului amplitudinilor este de o importanţă majoră. Dacă într-un amplasament spectrul amplitudinilor are configuraţia *a* din fig. 3.7, atunci în acest amplasament nu sunt recomandate construcţiile rigide şi invers dacă spectrul amplitudinilor are alura *b* din fig. 3.7, atunci trebuiesc evitate construcţiile elastice.

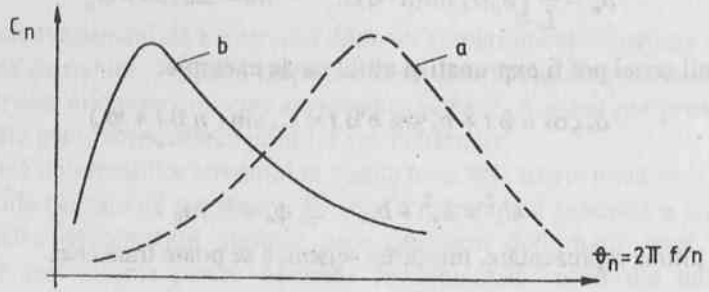


Fig. 3.7. Variante pentru conţinutul de frecvenţă al unui cutremur.

3.3.5. DETERMINĂRILE DE LABORATOR ŞI ŞANTIER

Având în vedere variaţia proprietăţilor terenurilor, se obişnuieşte coroborarea datelor încercărilor de laborator cu acelea obţinute din testele efectuate la şantier pentru o apreciere cât mai realistă. În tabelul 3.5 sunt enumerate aceste încercări, funcţie de scopul urmărit.

Tabelul 3.5

Determinări de laborator şi de şantier

Obiectiv urmărit	Determinări la şantier	Determinări la laborator
Evaluare tendinţă lichef	– condiţiile apei freatice – rezistenţa la penetrare	– curba granulometrică – densitatea
Evaluare Răspuns seismic	– distribuţia şi grosimea straturilor – adâncimea până la roca de bază – perioada oscilaţiilor proprii	– densitatea
Modulul forfecare	– viteza medie a undelor de forfecare	– încercarea compres. triaxială – coloana de rezonanţă

3.4. PROIECTAREA DINAMICĂ A AMPLASAMENTELOR

Proiectarea antiseismică a construcţiilor necesită cunoaşterea fie a unei accelerograme înregistrate în acel amplasament, fie spectrele de răspuns ale acceleraţiei. Această procedură, relativ simplă, în prezent este de neutilizat din cauza puţinelor înregistrări ale mişcării terenului şi acelea aflându-se în locuri special amenajate.

3.4.1. AMPLASAMENTE PE ROCĂ DE BAZĂ

Pentru amplasamentele situate pe roca de bază se poate presupune că mişcarea solului este un proces aleator. Accelerograma din asemenea amplasamente poate fi simulată matematic cu ajutorul teoriei vibraţiilor aleatoare.

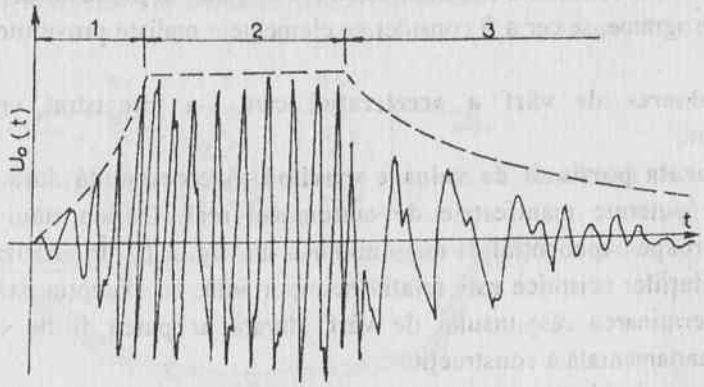


Fig. 3.8. Analiza unei înregistrări cu ajutorul teoriei vibraţiilor aleatoare.

În mod obişnuit, înfăşurătoarea unei înregistrări seismice, fig. 3.8, se compune dintr-o curbă de tranziţie abruptă, care urcă de la valoarea zero la

valoarea maximă, urmată de o porțiune relativ constantă și, în final, o curbă descendentă de atenuare gradată. În termenii teoriei vibrațiilor aleatoare, porțiunea medie poate fi considerată ca un proces staționar, pe când porțiunea inițială și finală, au caracter tranzitoriu, deci nu sunt staționare. Uzual, amplasamentele pe roca de bază se supun criteriului accelerogramelor simulate. Accelerograma simulată se compune tot din trei zone ca și accelerograma înregistrată. Porțiunea inițială și finală se simulează printr-un proces aleator staționar multiplicat de o funcție nestaționară, fig. 3.9. Porțiunea mijlocie se simulează printr-un proces aleator staționar, provenit dintr-un segment de bandă

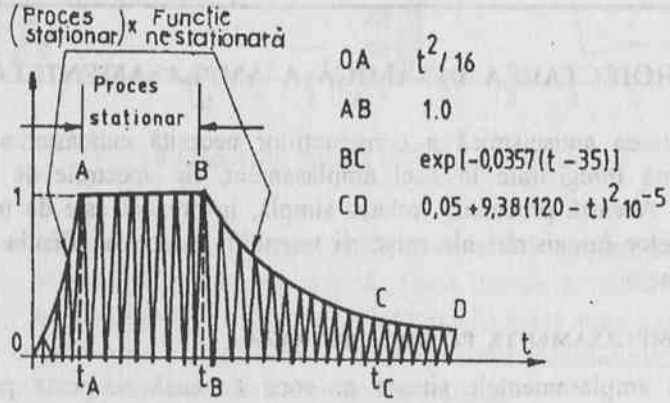


Fig. 3.9 Accelerogramă simulată numeric.

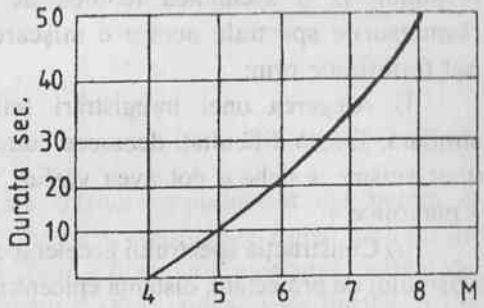
limitată și filtrată cunoscută sub numele de zgomot alb. În procesul de simulare a unei accelerograme, se cer a fi considerate elementele realiste provenite de la alte cutremure:

i) valoarea de vârf a accelerației care s-a înregistrat vreodată în amplasament;

ii) durata porțiunii de valoare maximă să corespundă duratei reale a oscilațiilor puternic manifestate de cutremurul real. Durata unui cutremur depinde aproape exponențial de magnitudinea lui, fig. 3.10. În analiza elastică, durata oscilațiilor seismice este relativ neimportantă, cu excepția cazului când pentru determinarea răspunsului de vârf, durata ar putea fi de câteva ori perioada fundamentală a construcției.

Când se consideră distanțe epicentrale relativ scurte, conținutul uniform al frecvenței zgomotului alb este apropiat de acela al mișcării rocii de bază. La distanțe epicentrale mai mari, perioada dominantă a rocii de bază crește cu distanța epicentrală.

Fig. 3.10. Relația durată – magnitudine.



3.4.2. AMPLASAMENTE PE ROCI SEDIMENTARE

Pentru amplasamentele situate pe roci sedimentare se folosesc următoarele criterii la evaluarea răspunsului seismic:

a) Criteriul mișcării derivate din mișcarea rocii de bază. Pentru aflarea mișcării seismice a unui amplasament din roci sedimentare, depozitul de deasupra rocii de bază se modelează ca o grindă cu mase concentrate, legate între ele cu elemente rigide. Din profilul idealizat al terenului rezultă mărimea și poziția maselor concentrate fig. 3.11. Cu ajutorul caracteristicilor dinamice ale straturilor G, ρ, V_s, h se calculează rigiditățile elementelor care leagă masele concentrate. Pentru amortizare, de obicei se ia o amortizare vâscoasă echivalentă, amortizarea critică fiind proporțională cu frecvența modului propriu. Practicând o analiză modal-spectrală pe baza spectrului accelerației rocii de bază se găsește răspunsul seismic al amplasamentului care va servi ca bază de plecare în aflarea răspunsului seismic al construcțiilor din amplasamentul respectiv

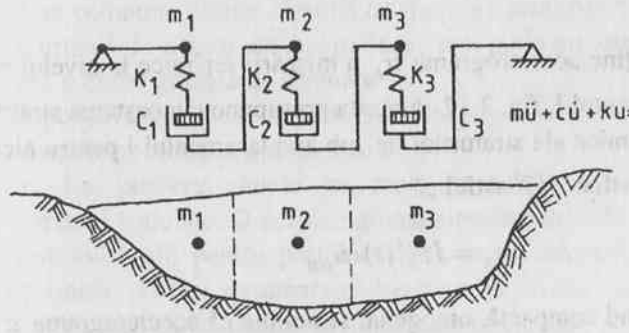


Fig. 3.11. Modelarea terenului pentru răspuns seismic.

b) Criteriul mișcării derivate fără analiza răspunsului terenului Analiza răspunsului spectral al terenului poate fi prea scumpă ori terenul nu

răspunde la o asemenea tehnică de analiză. Accelerogramele seismice şi răspunsurile spectrale pentru o mişcare de suprafaţă a unui amplasament dat, pot fi obţinute prin:

i) Alegerea unei înregistrări seismice provenită dintr-o arie geologică similară. Există dificultăţi deoarece cutremurele nu se repetă, iar accelerogramele unor seisme « slabe » pot avea vârfuri care uneori depăşesc vârfurile seismelor « puternice »

ii) Construcţia spectrului acceleraţiei pe seama unei relaţii între magnitudinea seismului de proiectare, distanţa epicentrală şi viteza undelor seismice.

iii) Simularea unei accelerograme seismice.

iv) Considerarea unui set de accelerograme provenind de la seisme tari cu diferite probabilităţi de producere sau considerarea spectrelor acestora.

c) Criteriul funcţiei de transfer. Acest procedeu se bazează pe o accelerogramă înregistrată $\ddot{u}_{0,I}$ la suprafaţă într-un amplasament I. Printr-un proces

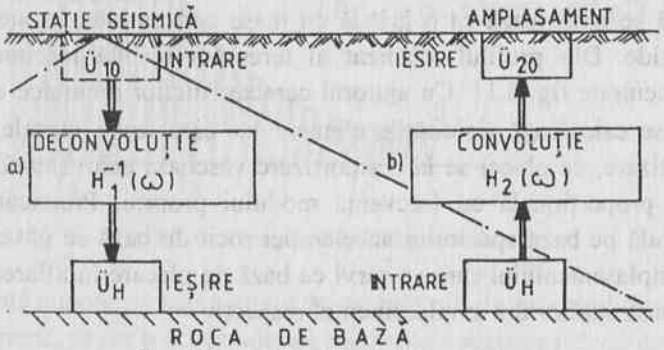


Fig. 3.12 . Criteriul funcţiei de transfer.

de deconvoluţie se obţine accelerograma $\ddot{u}_h$ a mişcării seismice la nivelul rocii de bază de sub amplasamentul I, fig. 3.12. Aceasta presupune cunoaşterea stratificaţiei şi a proprietăţilor dinamice ale straturilor de sub amplasamentul I pentru alcătuirea funcţiei inverse de transfer: H_I^{-1} astfel că:

$$\ddot{u}_h = H_I^{-1}(t) \cdot \ddot{u}_{0,II} \tag{3.12}$$

Roca de bază fiind compactă, omogenă, se admite că accelerograma $\ddot{u}_{10}$ este valabilă şi sub amplasamentul II. Această accelerogramă se convoluează la suprafaţă prin funcţia de $H_{II}(t)$ obţinându-se $\ddot{u}_{20}$. Pentru construcţia funcţiei de transfer $H_{II}(t)$ se necesită cunoaşterea stratificaţiei şi a proprietăţilor dinamice ale

straturilor de sub amplasamentul II. În final, se dispune de accelerograma amplasamentului:

$$\ddot{u}_{20} = H_{II}(t) \ \ddot{u}_h. \tag{3.13}$$

3.5. SEISMUL ÎN AMPLASAMENT

Definirea cutremurului de proiectare într-un amplasament dat pentru o construcţie precizată constructiv, pretinde luarea în considerare a unei mulţimi de factori, de diferite proveniențe, fig. 3.13, care influenţează cantitatea, modul de scurgere a energiei seismice şi reacţia structurii. După cum se vede din fig. 3.13, aceşti factori pot fi grupaţi astfel:

1. Factorii mecanismului de focar: adâncimea focarului, poziţia faliei, magnitudinea, posibilitatea replicilor secundare, suprafaţa afectată, perioada de revenire.

2. Parametrii generali ai propagării energiei seismice în amplasamentul considerat: tendinţa de focalizare, împrăştiere, direcţii de reflexie–refracţie, conţinutul de frecvenţă al mişcării în amplasament, perioada dominantă, durata semnificativă a seismului, valorile extreme ale acceleraţiei, vitezei, deplasării, intensitatea seismică MSK în amplasament.

2.a. Înregistrarea în amplasamentul dat a seismului, permite precizarea unora dintre factorii de mai sus. Prelucrarea matematică a înregistrării face posibilă obţinerea spectrelor seismice. Investigaţii de natură seismologică, *a posteriori* seismului, în amplasament, conduc la obţinerea celorlaltor necesităţi.

2.b. Marea majoritate a amplasamentelor o constituie acelea pentru care nu se dispune de înregistrări ale mişcării solului în timpul cutremurelor. Pentru aceste situaţii, se practică cutremurele simulate. La baza procedurii de simulare stau supoziţiile teoretice ale vibraţiilor aleatoare. În mod obişnuit, accelelograma seismică se compune dintro: o curbă de tranziţie ascendentă de la zero la valoarea maximă, urmată de o porţiune mai mult sau mai puţin uniformă la valoarea maximă şi, în final, o curbă gradată de atenuare.

Răspunsul seismic al amplasamentului depinde într-o măsură considerabilă de proprietăţile geotehnice ale subsolului.

2.c. La şantiere situate pe roca de bază, uzual, se aplică criteriul accelerogramei simulate. O accelerogramă simulată include un proces staţionar de tipul zgomotului alb pentru porţiunea de valoare maximă, iar pentru porţiunile iniţială şi finală, procese staţionare multiplicate de funcţii nestaţionare.

În procesul de simulare al unei accelerograme se cer a fi considerate realistic vârful acceleraţiei, durata şi frecvenţa. Durata semnificativă a unui seism depinde în mod nemijlocit de magnitudinea lui. Când se consideră distanţe epicentrale scurte, conţinutul de frecvenţă al zgomotului alb este apropiat de acela al mişcării rocii de bază.

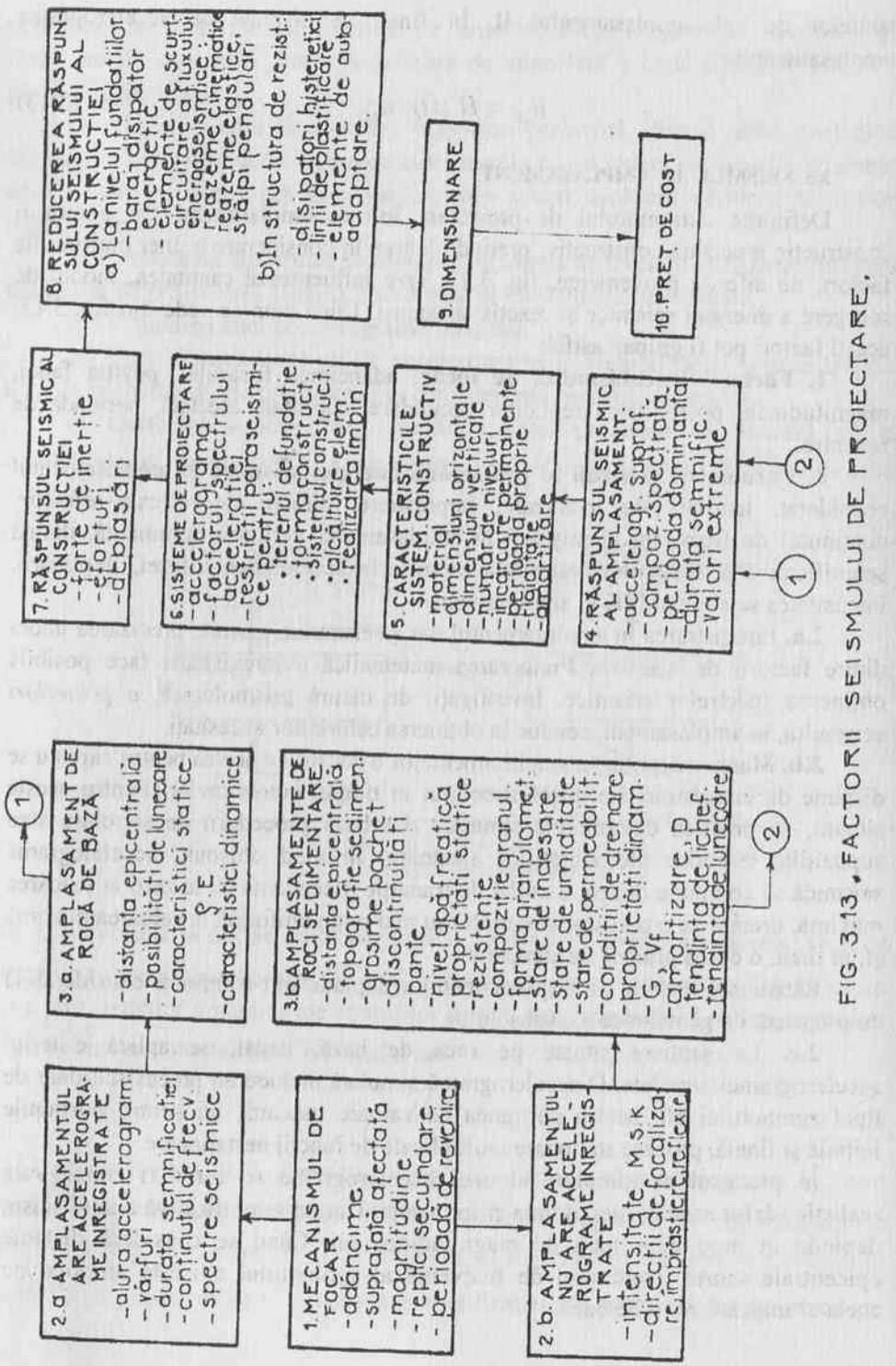


FIG. 3.13 - FACTORII SEISMULUI DE PROIECTARE,

2.d. La amplasamente situate pe roci sedimentare cu seisme neînregistrate, se pot practica următoarele modalități:

2.d$_1$. Aplicarea criteriului mișcării derivate a suprafeței, fără analiza răspunsului amplasamentului. În conformitate cu aceasta, accelerograma seismică și răspunsurile spectrale ale solului șantierului, pot veni de la:

– înregistrări seismice analoage, care să provină de la arii geologice similare. Pe această cale, dificultățile sunt majore datorită specificității amplasamentelor și a individualității cutremurelor;

– considerarea unui set de înregistrări de seisme puternice cu diferite perioade de revenire și probabilități de producere;

– medierea spectrelor seismice ale unor seisme tari;

– construcția răspunsului spectral pentru o relație fixată între magnitudinea seismului de proiectare, distanța epicentrală, vârfuri de accelerație și vârfuri de viteză.

Condițiile locale ale solului pot modifica substanțial conținutul răspunsului.

2.d$_2$. Criteriul mișcării derivate din mișcarea rocii de bază sau criteriul funcției de transfer. Mișcarea suprafeței se estimează printr-o analiză modală a răspunsului seismic al pachetului de sedimente de deasupra rocii de bază. Modelarea solului poate fi făcută ca o grindă cu mase concentrate cu grade de libertate pe verticală sau orizontală. Aceasta necesită cunoașterea proprietăților geotehnice ale solului într-o gamă mult mai largă: topografia sedimentelor, caracteristici statice și dinamice.

Și mai expeditivă este metoda prin care se definesc prin funcții trigonometrice simple vectorii proprii normalizați ai pachetului de sedimente până la roca de bază. Acceptând o mișcare armonică a rocii de bază, spectrul Fourier al rocii prin multiplicare cu funcția de transfer a pachetului conduce la obținerea spectrului Fourier al suprafeței. La rândul său, acest ultim spectru poate fi convertit într-o accelerogramă a suprafeței.

3.6. REACȚIA SEISMICĂ A SISTEMELOR TEREN-STRUCTURI

Importanța naturii terenului de fundații pentru răspunsul seismic al construcțiilor a fost reliefată de multe cutremure. Terenul influențează comportarea construcțiilor la acțiunea seismică prin:

1. amplificarea sau diminuarea amplitudinilor mișcării vibratorii de la fundațiile construcției; în terenuri afânate, mișcarea seismică se amplifică, pe când terenurile compacte, filtrează armonicele de perioadă mică

2. modificarea caracteristicilor dinamice - perioadă, vectori proprii;

3. disiparea energiei seismice prin amortizarea internă a terenului și de radiație a fundațiilor.

Comportarea structurii depinde de natura terenului suport, iar reacția terenului este modificată de prezența structurii. Există o diferență netă între

mişcarea bazei construcţiei şi mişcarea liberă a terenului care s-ar produce în absenţa construcţiei. Prezenţa construcţiei în teren va influenţa de asemenea amplificarea mişcării vibratorii amplasamentului respectiv.

Pe durata unui seism, baza de rezemare a unei construcţii poate efectua două feluri de mişcări: una de translaţie în direcţia vectorului mişcării şi una de rotaţie în jurul unui ax orizontal (de balansare) fig. 3.14. Efectul celor două mişcări trebuie privit prin prisma rigidităţii construcţiei şi a rezistenţei terenului de fundaţii. La o construcţie rigidă, masa sa inerţială se deplasează împreună cu baza de rezemare. La o construcţie elastică, baza se mişcă o dată cu terenul, masa inerţială având tendinţa rămânerii în urmă. Dacă terenul din jurul clădirii este slab, iar clădirea este rigidă, apar deformaţii ale terenului în jurul construcţiei. Deci, pe timpul unui cutremur, va fi o mare diferenţă între mărimea forţei necesară să deplaseze baza unei construcţii rigide faţă de aceea a unei construcţii elastice. Mişcarea de balansare are efecte uşor de intuit în sporirea perioadei de oscilaţie, în creşterea deplasărilor la partea superioară a construcţiei şi majorarea forţelor de inerţie. Încărcări gravitaţionale centrice, pe timpul cutremurului, pot deveni excentrice cauzând momente încovoietoare şi momente de răsturnare.

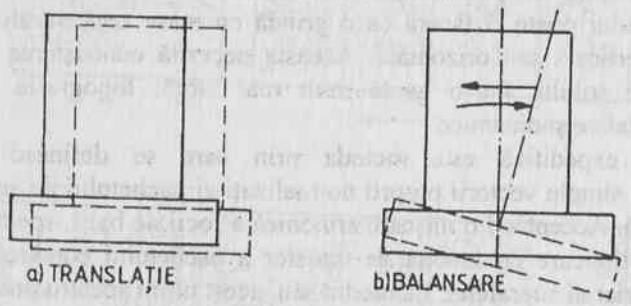


Fig. 3.14. Mişcări posibile ale unei construcţii în plan vertical.

Între avariile cauzate la construcţii şi rigiditatea terenului, se pot face următoarele legături. În terenurile tari, cauza esenţială a avariilor o constituie forţele de inerţie, în terenurile slabe, rolul hotărâtor îl au tasările inegale. Pe un teren slab, o clădire rigidă se avariază numai dacă are dimensiuni mari în plan. Clădirile elastice se avariază datorită forţelor de inerţie mari. Deplasările mari ale scheletului portant nu pot fi urmărite de materialele de închidere şi compartimentare, pe de o parte, iar, pe de alta, intervin solicitări suplimentare din încărcările devenite excentrice. În terenurile moi, aceste efecte sunt mult mai evidente, mai ales când perioada construcţiei se apropie de perioada mişcării bazei de rezemare.

Avariile înregistrate la construcţii trebuie puse în corelaţie cu modul de a reacţiona la seism al construcţiilor. Din comportarea *în situ* a acestora se poate concluziona că structurile rigide « simt » seismul sub forma şocului în dominanta

sa violentă pe când structurile elastice intră în oscilaţie la sosirea primelor unde seismice şi continuă oscilaţia chiar şi după încetarea cutremurului.

Clasificarea construcţiilor din punct de vedere al sensibilităţii la tasare

Clasa I. Construcţii puţin sensibile la tasări sunt în general construcţiile rigide, monobloc, monolite care rezistă la deformaţii ale fundaţiilor ca o unitate. Construcţiile ingineriei civile pe reazeme elastice ori acelea la care se pot admite deformaţii considerabile sau tasări diferenţiate fără să implice nici o avarie a structurii în ansamblu:

1. clădiri de locuit cu trei sau mai puţine nivele;
2. structuri static determinate cu un singur nivel, depozite de deschidere mică ($L \leq 6$ m);
3. construcţii agricole sau industriale uşor încărcate;
4. piloni, turnuri mici, baraje de pământ, umpluturi, conducte.

Clasa II. Construcţii sensibile la tasări diferenţiate sunt construcţii cu noduri rigide la care sunt permise deplasări relativ mici fără să cauzeze avarii la structura de rezistenţă, ori construcţii la care avariile cauzate de deplasări nu ar induce consecinţe economice serioase:

1. clădiri multietajate din oţel ori în schelet de beton armat;
2. clădiri în cadre;
3. construcţii hidrotehnice inginereşti;
4. ziduri de sprijin;
5. structuri static determinate pentru hale.

Clasa III. Construcţii cu înalt grad de sensibilitate la tasări:

1. hale industriale mari cu schemă static nedeterminată;
2. rezervoare pentru materiale fluide;
3. baraje din beton;
4. construcţii portuare;
5. construcţii subterane - tunele;
6. conducte de dimensiune mare;
7. clădiri înalte;
8. coşuri de fum industriale înalte.

Clasa IV. Construcţii cu fundaţii transmiţătoare de efecte dinamice:

1. fundaţii de maşini;
2. fundaţii cinematice pentru construcţii izolate seismice.

Clasa V. Lucrări de pământ:

1. îndiguiri;
2. deblee;
3. canale;
4. baraje de pământ legate cu pietre bituminate.

3.7. ANALIZA DINAMICĂ A SISTEMELOR CONSTRUCȚIE – TEREN

Ideal ar fi ca mișcarea seismică de la roca de bază să fie transferată la nivelul fundațiilor și de aici la construcție. Necunoașterea mișcării rocii de bază a făcut ca cea mai realistă metodă să fie aceea care aplică mișcarea liberă a terenului, bazei de rezemare a construcției. Actualele acumulări și posibilități de calcul au permis ca să se închege modele mixte teren-construcție care să fie analizate dinamic. În acest sens, terenul de sub construcție se supune modelării.

3.7.1. MODELAREA TERENULUI PENTRU ANALIZĂ DINAMICĂ

După gradul de complexitate al ansamblului construcție-teren, se practică următoarele modele:

a) Modelarea terenului prin resoarte de rigiditate statică echivalentă și amortizare vâscoasă numai sub construcție. Această modelare, care este cea mai simplă, folosește resoarte la baza de rezemare pe direcție orizontală, verticală și de rotire, fig. 3.15. Pentru fundațiile frecvente de forma dreptunghiulară sau circulară, studiile de laborator au condus la expresiile rigidităților din tabelul 3.6 , unde:

G este modulul de forfecare,

R – raza fundației circulare,

B, L, – dimensiunile în plan orizontal ale fundației dreptunghiulare,

μ – coeficientul Poisson.

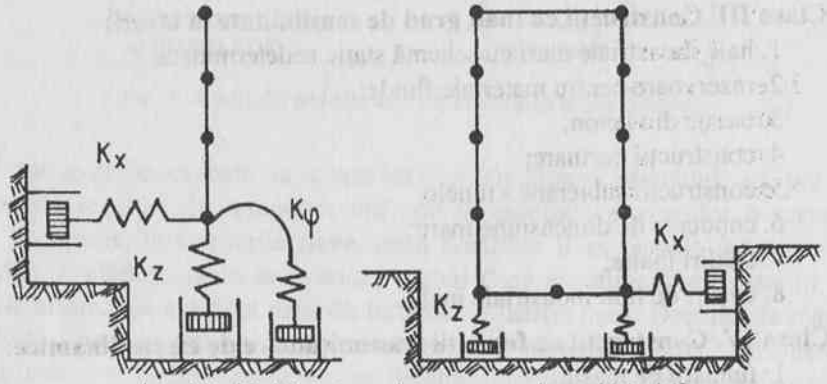


Fig. 3.15. Modelarea terenului prin arcuri de rigiditate dată.

Pentru aducerea la condițiile șantierului, rigiditățile teoretice stabilite pe baza teoriei semispațiului elastic, se corectează prin amendare cu diferiți coeficienții. Rigiditatea de resort K_0 din tabelul 3.6, depinde de modulul de forfecare G, care variază cu mărimea deformației de forfecare. Dacă nu au făcut teste *in situ*, atunci se poate aproxima K prin trepte ale valorilor K_0 rezultate cu formulele:

i) pentru translație: $0{,}50\ K_0 < K < K_0$;

ii) pentru balansare: $0{,}33\ K_0 < K < K_0$.

Amortizarea terenului variază considerabil. Marea majoritate a programelor de calcul pentru analiză dinamică folosesc aceeași valoare pentru toate modurile de oscilație considerate.

Tabelul 3.6

Rigiditățile fundațiilor calculate ca placă rigidă pe un semispațiu elastic

Mișcarea	Fundații circulare	Fundații dreptunghiulare
Verticală K_z	$\frac{4}{1-\mu}G.R$	$\frac{G}{1-\mu}\beta_z\sqrt{B.L}$
Orizontală K_x	$\frac{32(1-\mu)}{7-8\mu}G.R$	$2(1+\mu)G\beta_x\sqrt{B.L}$
Balansare K	$\frac{8}{3(1-\mu)}G.R^3$	$\frac{G}{1-\mu}\beta_\theta\sqrt{B.L^2}$

b) Modelarea terenului prin mase concentrate și resoarte pe toată adâncimea până la roca de bază. În acest procedeu se necesită cunoașterea stratificației: grosimi, densități, module de forfecare. Se construiește un model care include profilul vertical al terenului și suprastructura. Se aplică inputul seismic de la roca de bază, fig. 3.16. Neliniaritatea comportării terenului în analiza liniară se poate înlocui prin analiza interactivă pe substraturi.

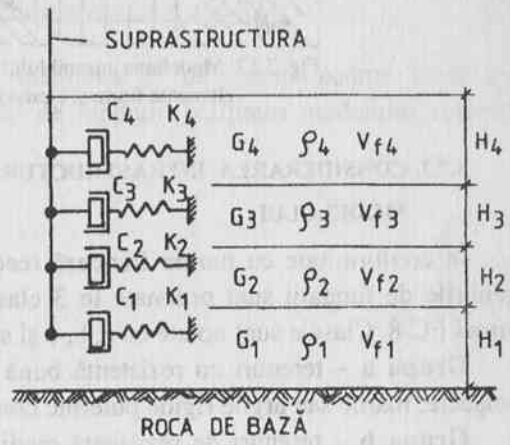


Fig. 3.16. Modelarea terenului până la roca de bază.

c) Modelarea terenului prin elemente finite. Folosirea metodei elementului finit la modelarea sistemului teren-structură, oferă posibilitatea cuprinderii ansamblului în dimensiune spațială, introducerea amortizării radiante și urmărirea

schimbării rigidității terenului pe verticală şi orizontală, fig. 3.17. De asemenea, este posibilă introducerea fundațiilor în modelul spațial. Modelarea tridimensională este laborioasă şi scumpă, de aceea se preferă modelarea bidimensională şi folosirea unor scheme cu axe de simetrie. Neliniaritatea comportării terenului poate fi modelată cu elemente neliniare sau prin modul liniar iterativ cu ajustare simultană a modului de forfecare şi a amortizării de frecare la fiecare ciclu, funcție de nivelul deformației. Folosirea elementelor de margine (boundary element) sub forma unor resoarte de rigiditate determinată din caracteristicile terenului face analiza dinamică mai realistă şi rezultatele mai exacte.

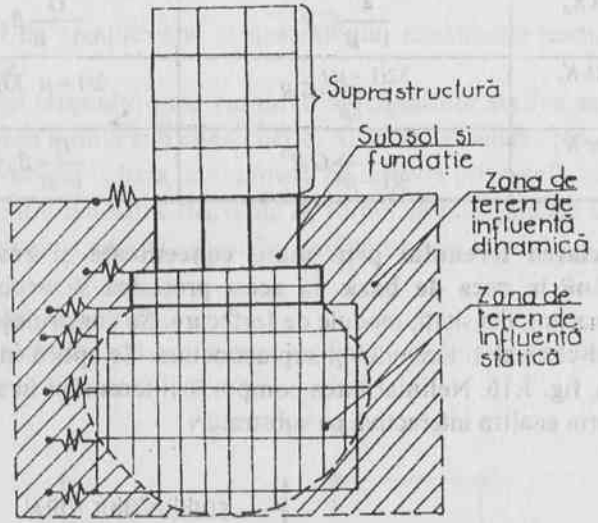


Fig. 3.17. Modelarea ansamblului teren – construcție prin elemente finite şi elemente de margină.

3.7.2. CONSIDERAREA INFRASTRUCTURII LA EVALUAREA ÎNĂLȚIMII MODELULUI

În conformitate cu norma franceză reeditată PS 92 (Regles Parasismiques) terenurile de fundații sunt ordonate în 3 clase după considerente similare cu ale normei EC 8. Clasele sunt notate cu a, b, c şi se identifică prin:

Grupa a – terenuri cu rezistență bună la foarte bună: nisipuri şi pietrişuri compacte, marne sau argile rigide puternic consolidate.

Grupa b – terenuri de rezistență medie: roci alterate, nisipuri şi pietrişuri mediu compactate marne sau argile de rigiditate medie.

Grupa c – terenuri de slabă rezistență: nisipuri sau pietrişuri moi, calcare alterate, lut.

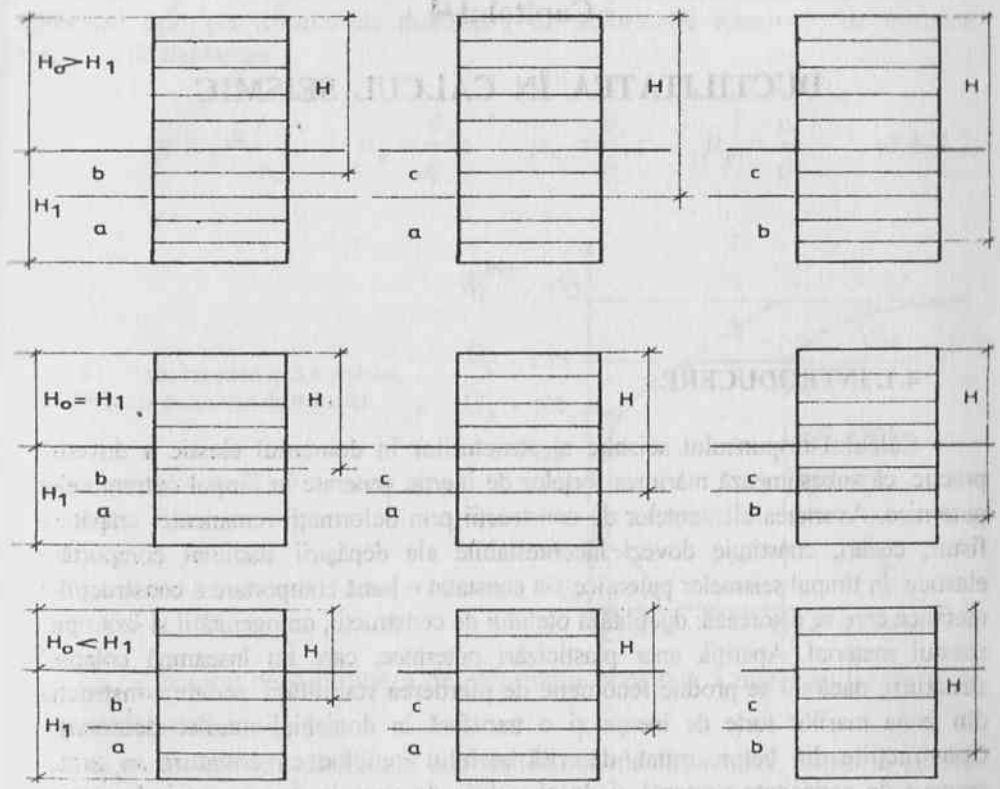


Fig. 3.18. Considerarea înălțimii subsolului în modelul de calcul.

Figura 3.18 arată care este înălțimea H de calcul pentru modelarea construcției funcție de clasa terenului de fundații. Înălțimea modelului cuprinde elevația şi unul, două subsoluri

Capitolul 4

DUCTILITATEA ÎN CALCUL SEISMIC

4.1. INTRODUCERE

Calculul răspunsului seismic al structurilor în domeniul elastic a dovedit, practic, că subestimează mărimea forţelor de inerţie generate în timpul cutremurelor puternice. Avarierea elementelor de construcţii prin deformaţii remanente: crăpături, fisuri, cedări, constituie dovezi incontestabile ale depăşirii stadiului comportării elastice. În timpul seismelor puternice s-a constatat o bună comportare a construcţiilor metalice care se datorează: ductilităţii oţelului de construcţii, omogenităţii şi izotropiei acestui material. Apariţia unor plasticizări puternice, care nu înseamnă colapsul structurii, dacă nu se produc fenomene de pierderea stabilităţii, scoate construcţia din zona marilor forţe de inerţie şi o transferă în domeniul marilor deformaţii. Construcţiile din beton armat, datorită oţelului înglobat ca armătură au arătat rezerve de capacitate portantă şi de absorbţie de energie. În concluzie la aceste evidenţe, pe durata cutremurelor se manifestă răspunsul neliniar. Neliniarităţile sunt geometrice şi de comportament. În cazul neliniarităţilor de comportament, ecuaţiile comportării vâscoelastice liniare nu mai sunt valabile, iar forţele care apar variază neliniar cu deplasarea, respectiv cu viteza. Fenomenul se traduce prin neliniaritatea rigidităţii, respectiv a amortizării. Neliniaritatea rigidităţii se manifestă prin reducerea ei pe durata excitaţiei, deci o pierdere de rigiditate adică pe durata unor cutremur puternice are loc degradarea rigidităţii.

4.2. MODALITĂŢI DE DEFINIRE A DUCTILITĂŢII

Proprietatea materialelor cunoscută sub numele de ductilitate, poate fi măsurată sau exprimată cantitativ prin mai multe forme:

a) valoarea absolută a deformaţiei de cedare u_r, la tracţiune, ϕ_r la încovoiere, θ_r la răsucire sau forfecare;

b) mărimea deformaţiei inelastice:

$$\Delta u = u_r - u_c; \qquad \Delta\phi = \phi_r - \phi_c; \qquad \Delta\theta = \theta_r - \theta \qquad (4.1\text{–}4.3)$$

Cu indicele c s-au notat mărimile aferente curgerii. Ductilitatea de regulă se apreciază prin coeficientul de ductilitate de deformaţie specifică, de curbură, respectiv de deplasare:

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_c}; \qquad \mu_\phi = \frac{\phi_r}{\phi_c}; \qquad \mu_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_c}; \qquad \mu_\delta = \frac{u_r}{u_c} \qquad (4.4\text{–}4.7)$$

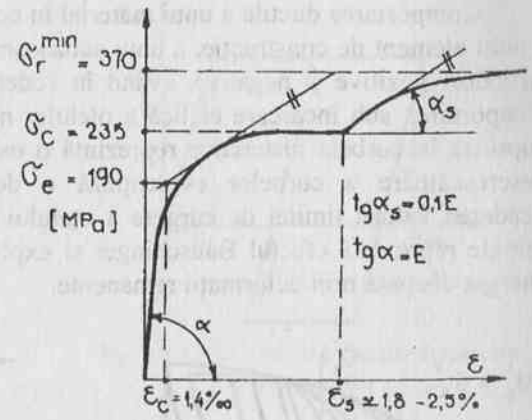


Fig. 4.1. Curba caracteristică a oţelului. Definiţia ductilităţii de material

μ_ε – factorul de ductilitatea de deformaţie specifică a materialului testat pe epruvetă ilustrată în fig. 4.1;

μ_ϕ – factorul de ductilitate sub solicitarea de încovoiere exprimă performanţele elementelor şi îmbinărilor fig. 4.2. Ductilitatea de curbură se defineşte prin raportul dintre curbura curentă şi curbura corespunzătoare atingerii limitei de curgere în fibra extremă sau în armătură pentru o secţiune;

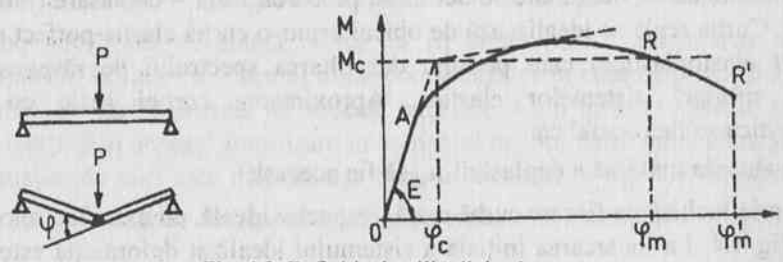


Fig. 4.2. Definiţia ductilităţii de element.

μ_θ – factorul de ductilitate de rotaţie, este raportul dintre unghiul de rotaţie la care este articulaţia plastică faţă de unghiul de la începerea deformaţiei plastice. O structură nu poate activa într-o manieră ductilă dacă valorile lui μ_θ sunt inadecvate pentru redistribuirea momentelor încovoietoare;

μ_δ – reprezintă factorul de ductilitate de deplasare exprimat prin raportul deplasării curente a sistemului şi deplasarea corespunzătoare atingerii limitei de curgere. De regulă:

$$\mu_\varepsilon > \mu_\phi > \mu_\delta \tag{4.8}$$

Pentru elementele de dimensiuni mari, experimental s-a constatat $\mu_\phi = \mu_\delta$, iar pentru grinzile şi stâlpii cu comportare normală $\mu_\phi, \mu_\delta > 1$ (se propune $\mu_\phi = 1{,}5\,\mu_\delta$).

Comportarea ductilă a unui material în configuraţia de epruvetă de încercare, a unui element de construcţie, a unui subansamblu, se discută sub încărcări ciclice cu valori pozitive şi negative, având în vedere acţiunea seismică. Fig. 4.3 arată comportarea sub încărcare ciclică a oţelului normal sub formă de epruvetă. Aria cuprinsă în curbele histeretice reprezintă o expresie a energiei consumate. Panta descrescătoare a curbelor evidenţiază o degradare a rigidităţii elementului. Scăderea valorii limitei de curgere a oţelului la solicitarea de sens contrar celei iniţiale reprezintă efectul Bauschinger şi explică scăderea treptată a cantităţii de energie disipată prin deformaţii remanente.

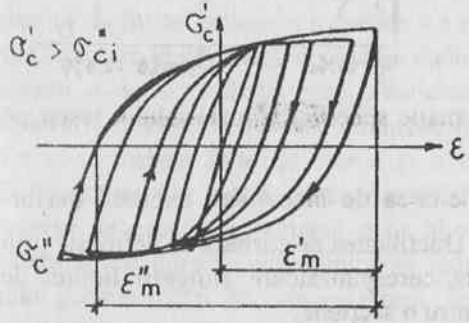


Fig. 4.3 Comportarea disipativă a oţelului.

Proprietatea de ductilitate se defineşte pe curba forţă – deplasare (moment – curbură). Curba reală se idealizează de obicei printr-o curbă elastic-perfect plastică (pe scurt elastoplastică) care permite dezvoltarea spectrului de răspuns într-o manieră similară sistemelor elastice. Aproximarea curbei reale cu aceea elastoplastică se face astfel ca:

i) valoarea maximă a deplasării u_m să fie aceeaşi;

ii) aria închisă de fiecare curbă reală, respectiv ideală, cu axa absciselor să fie aceeaşi fig 4.4. La încărcarea iniţială a sistemului idealizat deformaţia este liniar-elastică cu rigiditatea k cât timp forţa nu depăşeşte F_c. Curgerea începe când forţa a atins această valoare iar deformaţia este u_c. Curgerea începe la o forţă constantă ceea ce înseamnă rigiditate zero. Un ciclu ideal de încărcare-descărcare-reîncărcare pentru un sistem elastoplastic este arătat în fig. 4.5. Descărcarea dintr-un punct al deformatei la curgere pleacă de pe palier. Similar, reîncărcarea porneşte de pe

palierul de curgere. Ambele reîncărcări se desfăşoară pe traiectorii paralele cu deformaţia elastică iniţială. Valoarea forţei de rezistenţă maximă şi minimă pentru care deformaţiile depăşesc deformaţia de curgere sunt $\pm F_c$. Relaţia forţă-deplasare nu mai are un singur traseu dacă sistemul se descarcă şi reîncarcă. Pentru deformata $u(t)$ forţa de rezistenţă depinde cu prioritate de istoria încărcării sistemului şi dacă deformata curentă creşte ($\dot{u} > 0$) sau descreşte ($\dot{u} < 0$).

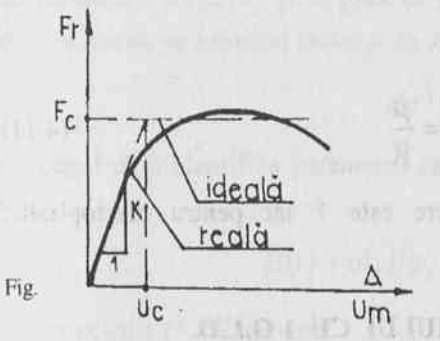


Fig.

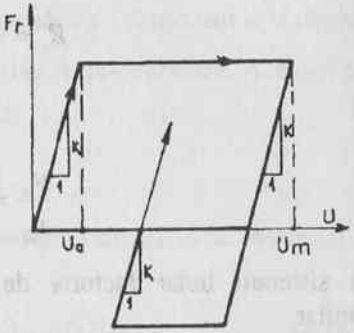


Fig. 4.5. Ciclul ideal de încărcare–descărcare–reîncărcare.

4.3. DIAGRAMA IDEALĂ FORŢĂ-DEPLASARE ELASTOPLASTICĂ

Relaţia grafică forţă-deplasare, pentru o structură în cadrul primei încărcări, fig. 4.4, se înlocuieşte cu o alta mai convenabilă denumită elastoplastică astfel că aria de sub cele două curbe este aceeaşi. Pe curba ideală, încărcarea iniţial este liniar elastică cu rigiditatea k atâta timp cât forţa nu depăşeşte valoarea care produce curgerea, F_c. Curgerea începe când forţa atinge rezistenţa de curgere, şi are loc sub forţă constantă, adică la rigiditate nulă. Compararea sistemului elastoplastic se face cu sistemul liniar corespunzător în ceea ce priveşte deformaţia maximă (de vârf), cauzată de aceeaşi excitaţie. Cum ambele sisteme au aceeaşi masă inerţială şi aceeaşi amortizare în domeniul micilor deformaţii, alura şi mărimea deformaţiei de vârf este diferită, aşa cum se ilustrează în fig. 4.6. În continuare se defineşte rezistenţa de curgere normalizată a sistemului elastoplastic $\bar{f}_c$ prin:

$$\bar{f}_c = F_c / F_0 = k u_c / k u_0 = u_c / u_0 , \tag{4.9}$$

unde F_0 şi u_0 sunt valorile de vârf ale sistemului liniar corespunzător. Dacă rezistenţa de curgere normalizată a unui sistem este mai mică decât 1, sistemul se va deforma dincolo de limita elastică. Exemplu $\bar{f}_c = 0{,}5$ înseamnă că rezistenţa de

curgere a sistemului este 0,5 din rezistența cerută ca el să rămână elastic pe durata deformării. Rezistența normalizată a unui sistem care nu se deformează dincolo de limita elastică este 1 deoarece un astfel de sistem poate fi interpretat ca elastoplastic cu $F_c = F_0$. Într-unul din paragrafele anterioare s-a definit factorul de ductilitate $\mu = u_m / u_c$. Acesta poate fi corelat cu rezistența de curgere normalizată și astfel se numește coeficient de reducere la curgere definit de raportul:

$$R_c = \frac{F_0}{F_c} = \frac{u_0}{u_c} = \frac{1}{\bar{f}_c} \tag{4.10}$$

atunci

$$\frac{u_m}{u_0} = \mu \cdot \bar{f}_c = \frac{\mu}{R}. \tag{4.11}$$

Pentru sistemul liniar factorul de reducere este 1 iar pentru elastoplastic, supraunitar.

4.4. ECUAȚIA MIȘCĂRII SISTEMULUI CU 1 G.L.D.

Folosind principiul lui d'Alembert și echilibrând forța de inerție cu forța de amortizare și forța de rezistență se obține ecuația:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + F_r(u,\dot{u}) = -m\ddot{u}_0 \tag{4.12}$$

Forța de rezistență este ilustrată de fig. 4.6. Pentru a identifica parametrii care condiționează răspunsul sistemului, ecuația se transcrie prin împărțire cu m

$$\ddot{u} + 2\xi \cdot \omega_n \dot{u} + \omega^2 \cdot u_c \cdot \tilde{f}_r(u,\dot{u}) = -\ddot{u}_0 \tag{4.12'}$$

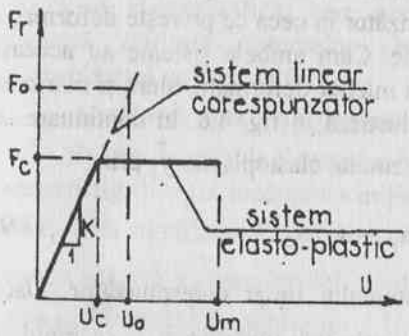


Fig. 4.6. Relația forță – deplasare la sisteme ideale.

în care s-au folosit notațiile cunoscute:

$-\omega_n = (k/m)^{0.5}$ frecvența circulară a sistemului inelastic vibrând în domeniul său elastic, aceasta este și frecvența sistemului liniar corespunzător iar $\xi = 0{,}5\, c\, (m/k)^{0.5}$ factorul de amortizare a sistemului inelastic vibrând în domeniul său elastic. Factorul amortizării este același cu al sistemului elastic corespunzător. Funcția $\tilde{f}_r(u,\dot{u})$ descrie relația forță-

deplasare în formă adimensională și a rezultat astfel:

$$\frac{F_r(u,\dot{u})}{m} = \frac{F_r(u,\dot{u})}{k/\omega_n^2} = \frac{F_r(u,\dot{u})}{F_c/u_c}\omega_n^2 = \omega_n^2 \cdot u_c \cdot \frac{F_r(u,\dot{u})}{F_c} \tag{4.13}$$

$$\tilde{f}_r(u,\dot{u}) = F_r(u,\dot{u})/F_c. \tag{4.14}$$

Ecuația (4.12′) arată că pentru o accelerație impusă $\ddot{u}_0$, răspunsul $u(t)$ depinde de trei parametri: ω_n, ξ, u_c și, în plus, de alura curbei forță-deplasare. Aceeași ecuație se poate transcrie folosind factorul de ductilitate:

$$\mu(t) = u(t)/u_c \tag{4.15}$$

cu scopul de a identifica parametrii care influențează ductilitatea. Astfel se poate scrie:

$$\dot{\mu}(t) = \dot{u}(t)/u_c; \quad \ddot{\mu}(t) = \ddot{u}(t)/u_c. \tag{4.16–4.17}$$

Atunci ecuația (4.12′) devine:

$$\ddot{\mu} + 2\xi \cdot \omega_n \dot{u} + \omega_n^2 \cdot \tilde{f}_r(\mu,\dot{\mu}) = -\omega_n^2 \frac{\ddot{u}_0}{a_c} \tag{4.18}$$

Factorul $a_c = F_c/m$ se poate interpreta ca fiind accelerația necesară să producă forța de curgere F_c și forța de rezistență $\tilde{f}_r(\mu,\dot{\mu})$. Raportul $\ddot{u}_0/a_c$ este o măsură a rezistenței de curgere a sistemului. Pentru o accelerație a terenului dată $\ddot{u}_0(t)$ factorul de ductilitate μ depinde de trei parametri de sistem: frecvența circulară ω_n, factorul amortizării ξ și rezistența de curgere $\bar{f}_c$.

4.5. EFECTUL CURGERII ASUPRA RĂSPUNSULUI SEISMIC

Efectul curgerii materialului se discută prin compararea răspunsului elastoplastic cu răspunsul elastic la sistemul cu 1 g.l.d. Răspunsul inelastic se determină numai în proces biografic, de aceea și răspunsul elastic trebuie determinat biografic. În fig. 4.7 este redat răspunsul liniar al sistemului cu 1g.l.d. având greutatea G, perioada naturală T_n și fără amortizare. Sistemul oscilează în jurul poziției de echilibru având un vârf al deformației $u_{0,\max}$. Forța de reacțiune elastică are valoarea de vârf F_0.

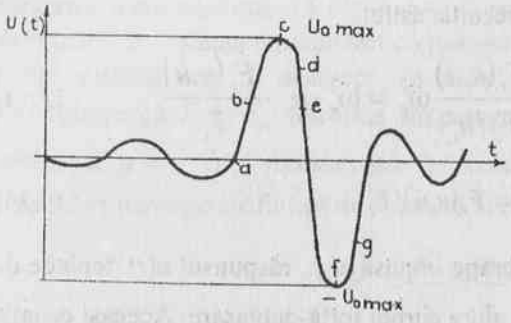


Fig. 4.7. Răspunsul seismic al unui sistem liniar.

Din ecuația echilibrului dinamic fără amortizare rezultă valoarea de vârf a accelerației $F_r(t)/\ G = -\ddot{u}(t)/g$. Fig. 4.8 arată răsunsul unui sistem inelastic având aceeași masă și rigiditate inițială ca sistemul elastic cu rezistența normalizată de curgere $\bar{f}_c = 0{,}125$ sau factorul de reducere la curgere $R = 8$. Rezistența de curgere a acestui sistem este $F_c = 0{,}125\,F_0$. În continuare se analizează fig. 4.8. Ea arată următoarele aspecte:

1) deformata $u(t)$;

2) forța rezistentă $F_r(t)$ și accelerația $\ddot{u}(t)$;

3) intervalele de timp pe durata cărora sistemul curge;

4) relația forță-deplasare pentru un ciclu al mișcării vibratorii.

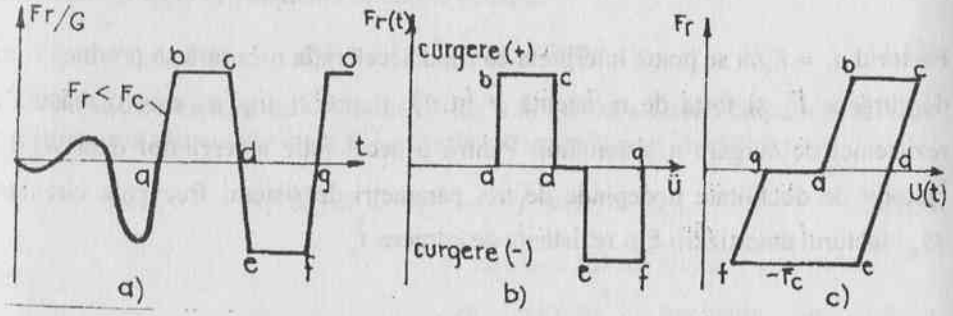


Fig. 4.8. a) Răspunsul seismic al unui sistem idcal elastoplastic.
b) Variația a deplasării pe durata unui ciclu elastoplastic.
c) Relația forță de rezistență-deplasare într-o buclă elastoplastică.

În continuare se analizează aceste elemente. De la început până la punctul *b* deformata este mică deoarece $F_r < F_c$ și sistemul vibrează în domeniul liniar elastic. Un ciclu vibrator începe în punctul *a*, unde ambele, deplasarea *u* și forța de rezistență F_r, sunt nule. De la acest punct până la punctul *b*, sistemul rămâne elastic când se atinge deformația de curgere pentru prima dată, identificând

punctul *b*, începutul curgerii. De la *b* la *c* sistemul curge, forța rezistentă este constantă, de mărime F_c, sistemul este pe ramificația plastică *b-c* a curbei de deformație. În *c*, se atinge maximul deformației locale, viteza este nulă și deformația începe să se inverseze. Sistemul începe să se descarce elastic pe ramura *c-d* când nu curge. Descărcarea continuă până la punctul *d* când forța rezistentă devine zero. Atunci sistemul începe să se încarce în sens contrar până F_r atinge $-F_c$ la punctul *e*, fig. 4.8 b,d. Acum curgerea începe în direcție opusă și continuă până la punctul *f*, fig. 4.8 c. Pe această durată $F_r = -F_c$ și sistemul se mișcă pe ramura plastică *e-f*, fig. 4.8 d. La punctul *f*, se atinge o deformație minimă, o viteză nulă și deformația începe să se inverseze, fig. 4.8 a. Sistemul începe să se reîncarce elastic de-a lungul traseului *f-g* fără să curgă în acest timp. Reîncărcarea duce forța rezistentă către zero la punctul *g* și continuă de-a lungul ramurii elastice până forța rezistentă atinge F_c.

Variația în timp a deformației sistemului cu comportare plastică diferă de aceea a sistemului elastic. Spre deosebire de sistemul elastic, fig 4.7, sistemul inelastic, după ce s-a plastificat nu oscilează în jurul poziției echilibrului inițial. Curgerea cauzează deviația sistemului de la poziția inițială iar oscilațiile au loc în jurul unei noi poziții de echilibru până când sistemul intră într-un alt episod de curgere.

Deci, dacă se consideră mișcarea bazei de rezemare datorită unui cutremur, atunci, după încetarea acestuia, sistemul va veni către poziția de repaus la o poziție diferită de poziția lui inițială, deoarece rămân deformații remanente. Astfel o structură care a suportat curgeri importante pe durata unui cutremur nu va mai ocupa aceeași poziție la sfârșitul mișcării cu poziția inițială. Dimpotrivă, un sistem liniar se întoarce în poziția sa inițială a echilibrului.

4.6. REZISTENȚA DE CURGERE ȘI RĂSPUNSUL INELASTIC

Se consideră patru sisteme cu 1 g.l.d. toate având aceeași perioadă T_n, același factor de amorizare ξ și aceleași proprietăți ideale în domeniul lor liniar elastic. Rezistența de curgere $\bar{f}_c$ este specifică fiecăruia, astfel: 1; 0,5; 0,25 și respectiv 0,125. Sistemul cu $\bar{f}_c = 1$ este liniar elastic și constituie sistemul atașat pentru celelalte sisteme inelastice. Acest sistem oscilează în jurul poziției de echilibru inițial, deformația sa de vârf este u_0, valoarea de vârf a forței rezistenței este $F_0 = ku_0$. Scăderea valorilor lui $\bar{f}_c$ indică rezistențe de curgere mai mici decât F_c. Celelalte trei sisteme având rezistența la curgere diferită de a primului sistem $F_c = 0{,}5F_0$, $F_c = 0{,}25F_0$, $F_c = 0{,}125F_0$ se deformează inelastic, fig. 4.9, în

intervalele de timp ale curgerii. Aşa cum şi intuitiv se poate preciza, sistemele cu rezistenţă de curgere mai joasă, curg mai frecvent şi pe intervale de timp mai lungi.

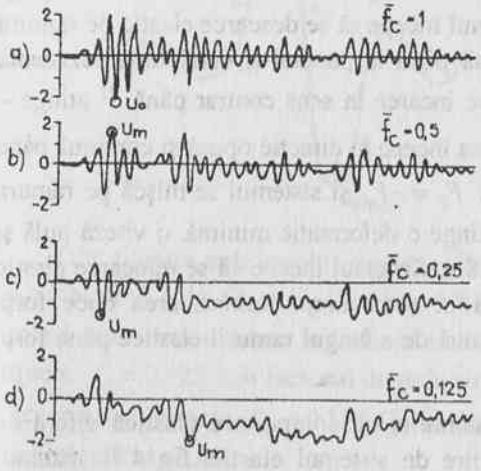


Fig. 4.9. Răspunsul elastoplastic la diferite sisteme.

4.7. COMPORTAREA DISIPATIVĂ A OŢELULUI

Oţelul carbon folosit în construcţii este un material care posedă un înalt grad de ductilitate în direcţia de laminare. Supusă la încărcare ciclică, modelul din fig. 4.10 are o comportare ilustrată de curbele histeretice. Aria inclusă de o buclă reprezintă

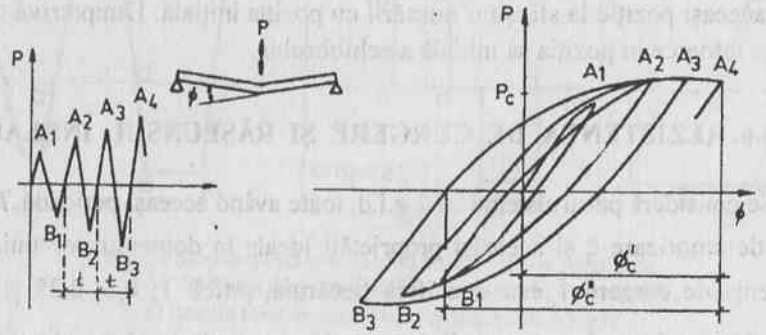


Fig. 4.10. Disiparea energiei la o grindă supusă la încovoiere ciclică.

o măsură a lucrului mecanic consumat de material în procesul deformării remanente. Comportarea disipativă a oţelului, în cadrul unor elemente supuse la încovoiere, este demonstrată de curbele $P - \Delta$, forţa săgeată, sau $M - \phi$ moment – rotire.

Curbele histeretice $P - \Delta$, ale unor îmbinări grindă – stâlp, în varianta sudată, respectiv bulonată, sunt prezentate în fig. 4.11. Îmbinarea sudată are o comportare

stabilă, iar buclele histeretice evidenţiază o degradare lentă a rigidităţii. Îmbinarea bulonată prezintă o mai mare deformabilitate, datorită deformaţiilor remanente ale găurilor şi a tijei şuruburilor. Acest fapt conduce la creşterea energiei disipate şi afectează alura curbelor histeretice.

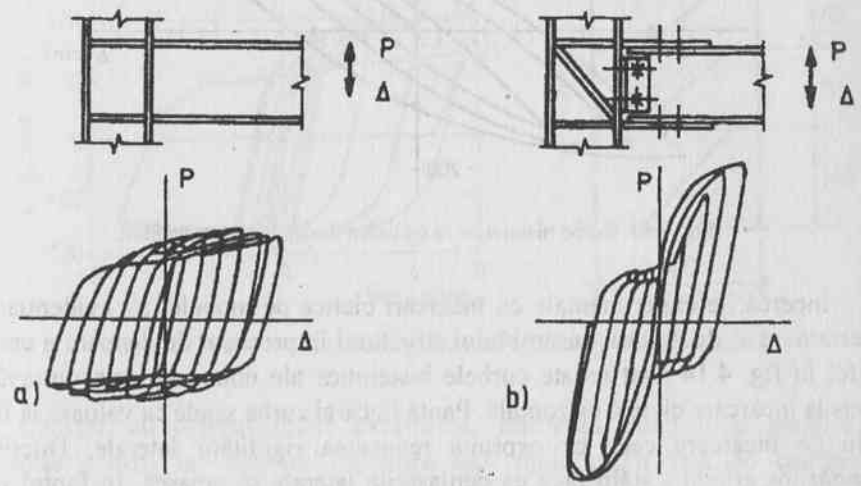


Fig. 4.11. Disiparea energiei în îmbinarea riglă – stâlp.

În cazul elementelor încovoiate, poate interveni colapsul datorită instabilităţii locale a zonelor comprimate din secţiunea transversală. În fig. 4.12 se ilustrează reducerea rotirii ultime pentru o secţiune dublu T, funcţie de creşterea raportului lăţime / grosime (b / t), hotărâtor pentru stabilitatea locală. Prezenţa unui efort de compresiune axială afectează ductilitatea barelor supuse la încovoiere, întrucât ducti-

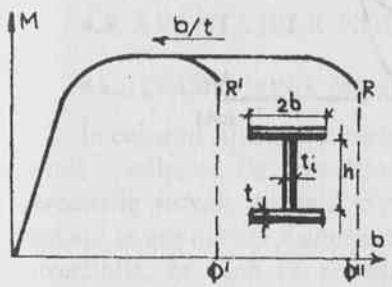


Fig. 4.12. Reducerea rotirii funcţie de raportul b/t.

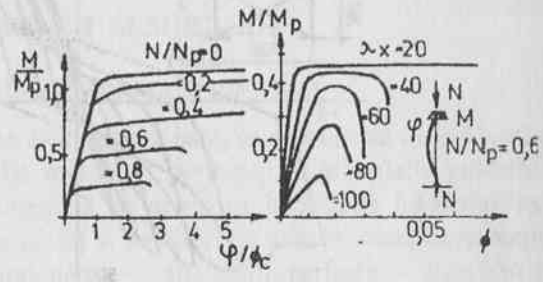


Fig. 4.13. Reducerea ductilităţii cu efortul axial şi zvelteţea.

litatea scade pe măsura creşterii efortului axial. Acest fapt devine mai pronunţat cu cât zvelteţea barei este mai mare, fig. 4.13.

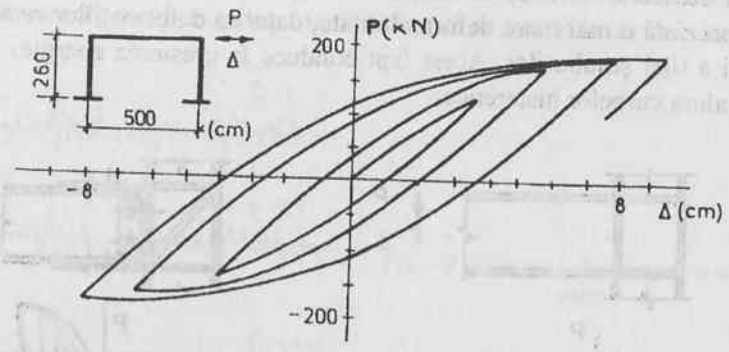


Fig. 4.14. Curbe histeretice la un cadru din oţel necontravântuit.

Încercările experimentale cu încărcări ciclice pe modele, au evidenţiat rolul determinant al ductilităţii ansamblului structural în procesul de disipare a energiei. Astfel în fig. 4.14 sunt redate curbele histeretice ale unui cadru necontravântuit, supus la încărcare ciclică orizontală. Panta fiecărei curbe scade ca valoare la fiecare ciclu de încărcare ceea ce exprimă reducerea rigidităţii laterale. Ductilitatea îmbinărilor grindă - stâlp face ca deplasările laterale să crească. În faptul real al acţiunii seismice, asemenea deplasări duc la avarii însemnate ale elementelor de compartimentare. Îmbinările obţinute prin sudarea tălpilor şi bulonarea inimii grinzii de stâlp, plasează construcţia într-un caz de ductilitate sporită. Figura 4.15 prezintă curbele disipative ale unui cadru contravântuit centric.

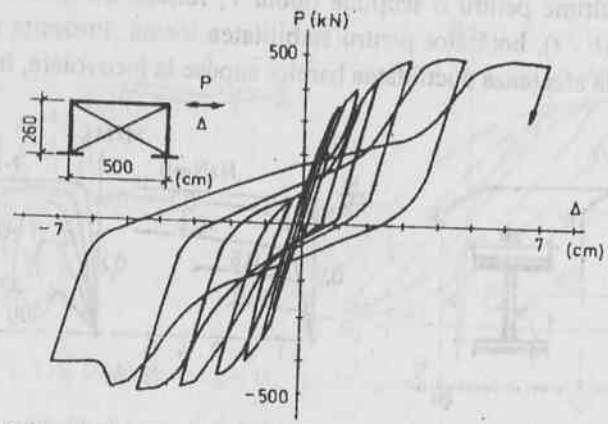


Fig. 4.15. Curbe histeretice la un cadru din oţel contravântuit centric.

Contravântuirile în X s-au dovedit eficiente doar la mişcări alternante moderate, ele contribuind la reducerea deplasărilor laterale. La încărcări orizontale mari (pe timpul seismelor devastatoare) diagonalele comprimate ies din lucru prin

pierderea stabilităţii, astfel că rămâne activ numai cadrul care prezintă deplasări laterale mari. Cadrele cu contravântuiri excentrice, fig. 4.16, reliefează o mai bună comportare disipativă ca rigiditate laterală şi crescătoare ca arie închisă de bucla de histereză.

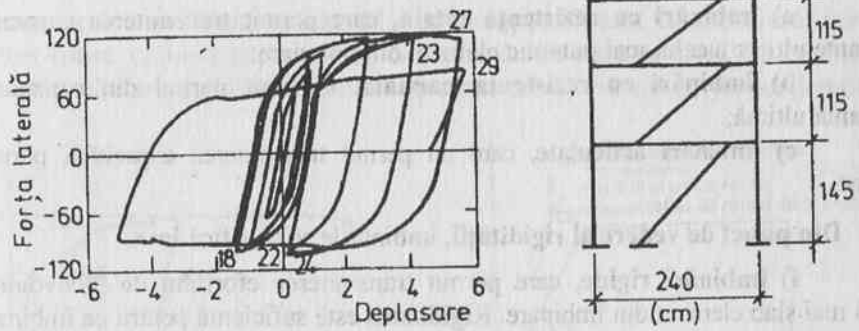


Fig. 4.16. Bucle histeretice la un cadru din oţel contravântuit excentric.

Cadrele cu contravântuiri excentrice, formează articulaţiile plastice, în secţiunile grinzii iar numărul acestora este mult sporit faţă de cadrele cu contravântuiri centrice. În fig. 4.16 fiecare din riglele de la nivelul 1 şi 2 are câte patru secţiuni de plastificare.

În cazul dispunerii excentrice a diagonalei la fiecare nivel, riglele au numai câte două secţiuni de plastificare. Cadrele sunt foarte rigide la încărcări laterale moderate şi ductile la încărcări laterale mari. Aceste tipuri de cadre se încarcă cu forţe comparabile cu cele ale cadrelor necontravântuite dar sunt mai rigide decât acestea. Excentricitatea aleasă îngrijit poate evita flambajul diagonalei.

4.8. AVANTAJELE NODURILOR SEMIRIGIDE

4.8.1. CLASIFICAREA NODURILOR CADRELOR DIN OŢEL

În calculul structurilor metalice alcătuite din bare, se obişnuieşte ca îmbinarea grindă - stâlp, să fie considerată fie încastrare perfectă, fie articulaţie perfectă. Cercetările recente pe cale experimentală au arătat că îmbinările încastrate nu răspund la aşa-numita « comportare ideală », deoarece se consemnează deformaţii ireversibile. În ceea ce privesc îmbinările – articulaţii perfecte – încercările experimentale au evidenţiat un spor de rezistenţă deloc neglijabil. În consecinţă, există un nivel de rezistenţă care situează îmbinarea între încastrarea perfectă şi articulaţia perfectă. Noţiunea de comportare semirigidă a îmbinărilor se foloseşte pentru a caracteriza transmiterea eforturilor şi a asigura un anumit nivel de rigiditate structurilor. În marea lor majoritate, îmbinările se comportă în manieră semirigidă, deoarece încastrarea perfectă este ideală, iar, pe de altă parte,

capacitatea de deformare este suficient de mare încât dacă se acceptă deformații în îmbinare nu este de așteptat o cedare prematură. Pentru definirea îmbinărilor, se folosește criteriul rezistenței, dar și criteriul rigidității.

Din punct de vedere al rezistenței, îmbinările pot fi:

a) îmbinări cu rezistența totală, care permit transmiterea capacității portante ultime a celui mai puternic element din îmbinare;

b) îmbinări cu rezistența parțială, transmit parțial din capacitatea portantă ultimă;

c) îmbinări articulate, care nu permit transmiterea capacității portante ultime.

Din punct de vedere al rigidității, îmbinările se clasifică în:

i) îmbinări rigide, care permit transmiterea efortului de încovoiere a celui mai slab element din îmbinare. Rigiditatea este suficientă pentru ca îmbinarea să rămână virtual nedeformată, când s-a atins capacitatea limită;

ii) îmbinări semirigide, care transmit parțial efortul de încovoiere;

iii) îmbinări articulate, care transmit o valoare nesemnificativă a efortului de încovoiere.

Aceste clasificări sunt însoțite de limitări cantitative. O îmbinare care nu îndeplinește criteriile calitative de încadrare în domeniul rigid sau articulat este clasificată de Eurocode nr. 3 ca semirigidă. Acest tip de îmbinare oferă un anumit grad de interacțiune între elementele îmbinate. Interacțiunea elementelor îmbinării este evidențiată de caracteristica moment încovoietor-rotire care are o alură specifică.

4.8.2. CARACTERISTICA MOMENT-ROTIRE

Comportarea unei îmbinări poate fi analizată după alura curbei moment-rotire. O îmbinare rigidă grindă - stâlp, nu permite nici un fel de rotire relativă între

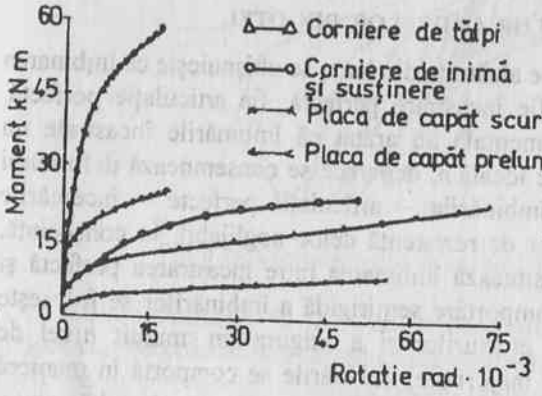


Fig. 4.17. Curbe moment – rotire.

axele elementelor îmbinate. În consecință, momentul încovoietor aplicat acestei îmbinări, se va distribui la elementele de îmbinare în funcție de rigiditatea la încovoiere a acestora. O grindă prinsă articulat de stâlp va trebui să se rotească liber fără a transmite un moment încovoietor stâlpului, capacitatea de rotire a grinzii depinde numai de încărcarea aplicată. Aceste două situații extreme sunt reprezentate într-un sistem de axe $M - \phi$. În fig. 4.17 sunt exemplificate curbele moment-rotire, obținute experimental din încercări la scară naturală. Se constată că toate sunt neliniare, rigiditatea îmbinării (panta curbei) este invers proporțională cu

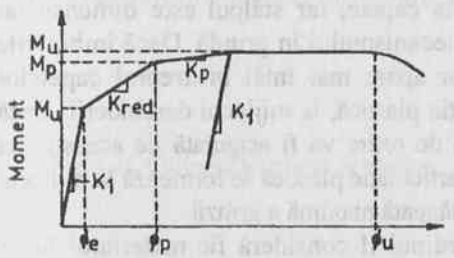


Fig. 4.18. Curba ideală moment–rotire.

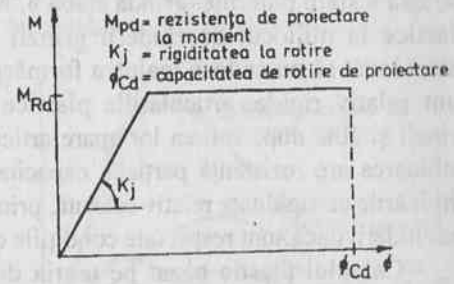


Fig. 4.19. Curbă simplificată.

creșterea rotirii. Curba ideală moment-rotire este arătată în fig. 4.18. Această curbă constă dintr-o porțiune liniară cu rigiditatea inițială K_1. După depășirea limitei elastice a momentului M_e, rigiditatea îmbinării scade la K_{red} până la atingerea momentului plastic M_p și a rotirii corespunzătoare a îmbinării. Rigiditatea se reduce în continuare la K_p până la atingerea momentului ultim M_u. Deoarece utilizarea practică a curbei din fig. 4.18 este anevoioasă se propune o reprezentarea simplificată a curbei moment-rotire din fig. 4.19. Pe de altă parte, curba moment-rotire are o alură diferențiată în raport cu capacitatea portantă a elementelor. Pentru includerea efectului semirigidității îmbinărilor, normele propun ca îmbinările să fie clasificate conform fig. 4.20, funcție de rigiditatea sau rezistența îmbinărilor.

În fig. 4.20 se evidențiază variante ale curbei $M - \phi$ cu următoarele mențiuni: curba A aparține unei îmbinări mai puternice decât grinda și are capacitatea de rotire suficientă; curba B corespunde unei îmbinări guvernate de formarea articulațiilor plastice din grindă, îmbinarea nu are capacitatea de rotire suficientă; curba C ilustrează o îmbinare cu rezistența parțială, capacitatea de rotire fiind suficientă pentru a permite redistribuirea

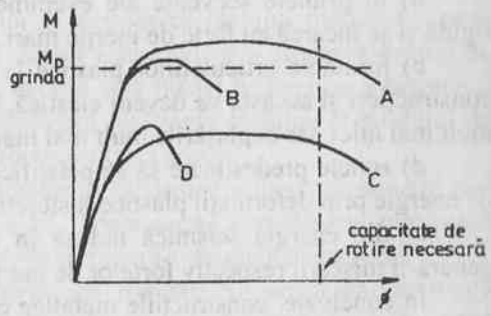


Fig. 4.20. Curbe diferențiate moment-rotire.

momentelor plastice; curba *D* se referă la o îmbinare cu rezistența parțială fără capacitate de rotire adecvată. Caracteristicile moment-rotire pentru utilizarea în calculul de proiectare, pot fi obținute pe baza calculului simplificat, prin metode de calcul exact dar cu precădere din date experimentale.

4.8.3. CADRE CU NODURI SEMIRIGIDE

Cadrele din oțel cu noduri semirigide se calculează cu metode evoluate care țin seama de fenomenul plasticizării. Calculul plastic de ordinul I se bazează pe ipoteza « stâlp puternic–grindă slabă ». Mecanismul de cedare rezultă din articulații plastice la mijlocul deschiderii grinzii și la capete, iar stâlpul este dimensionat astfel încât să nu cedeze înaintea formării mecanismului în grindă. Dacă îmbinările sunt relativ rigide, articulațiile plastice vor apare mai întâi în dreptul capetelor grinzii și abia după rotirea lor apare articulația plastică, la mijlocul deschiderii. Dacă îmbinarea are rezistență parțială, capacitatea de rotire va fi asigurată de aceasta. La îmbinările cu rigiditate relativ scăzută, prima articulație plastică se formează la mijlocul deschiderii dacă sunt respectate condițiile de săgeată maximă a grinzii.

Calculul plastic bazat pe teoria de ordinul II consideră fie materialul liniar elastic și neliniarități geometrice, fie materialul neliniar și neliniarități geometrice.

Metodele cele mai avansate iau în considerare ambele feluri de neliniaritate, fie succesiv, fie simultan. Îmbinările semirigide se pot modela folosind rigiditatea secantă, pe baza unei curbe biliniare a îmbinării. Rezistența secțiunilor se verifică cu formule de interacțiune. Datorită ipotezei comportării elastice a materialului, efortul de curgere este admis în fibra extremă, secțiunea trebuind să dezvolte momentul plastic rezistent. Fiecare nod este dimensionat astfel ca momentul de ordinul II să nu depășească rezistența ultimă a îmbinărilor.

Cercetările experimentale și rezultatele obținute prin simulări numerice au arătat că structurile metalice în cadre cu noduri semirigide au comportare favorabilă la acțiunea seismică. Această afirmație se justifică cu următoarele supoziții teoretice:

a) locurile de concentrare a solicitărilor de valoare maximă sunt capabile să absoarbă energie prin deformații plastice remanente;

b) în primele secvențe ale evenimentului seismic, construcția contează ca rigidă și se încarcă cu forțe de inerție mari;

c) formarea articulațiilor plastice la capetele riglelor va schimba rigiditatea construcției și aceasta va deveni elastică, în această situație, forțele de inerție sunt mult mai mici, iar deplasările mult mai mari;

d) zonele predestinate să se plastifice, fac acest lucru și devin consumatoare de energie prin deformații plastice histeretice;

e) din energia seismică indusă în construcție, o mai mică parte servește generării mișcării respectiv forțelor de inerție.

În concluzie, construcțiile metalice cu noduri semirigide sunt pregătite să se adapteze unui viitor cutremur prin modificarea rigidității laterale, în urma formării unor articulații plastice în zone preconizate care constituie și disipatori de energie.

4.9. DUCTILITATEA BETONULUI ȘI A BETONULUI ARMAT

4.9.1. DUCTILITATEA DE MATERIAL

La nivel de material, betonul nu este prea ductil, având un coeficient de tenacitate redus. Dar o secțiune chiar slab armată, poate avea o ductilitate apreciabilă, motivată de ductilitatea oțelului. Deformata betonului, fig. 4.21, depinde, într-o măsură însemnată, de viteza de încărcare. Cu cât viteza de încărcare este mai mare, curba caracteristică R - ε, arată o rezistență de rupere și un modulul de elasticitate mai mare, dar și o diminuare a deformației specifice. În consecință, reducerea deformației specifice se traduce prin scăderea ductilității betonului.

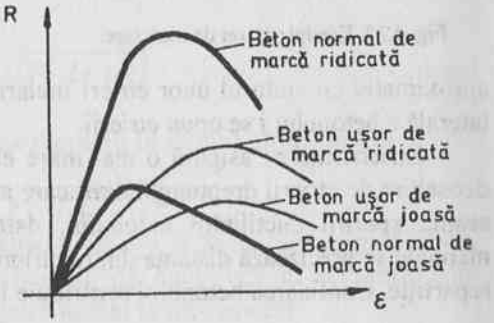


Fig. 4.21. Curbe caracteristice la betoane.

Ductilitatea betonului este în directă legătură cu marca și greutatea lui specifică. Astfel betonul ușor de marcă joasă ($R < 275$ daN/cm^2) are o ductilitate mai mare decât același beton ușor de mare rezistență ($R > 275$ daN/cm^2). Betonul normal absoarbe o cantitate mai mică de energie decât betonul ușor de aceeași marcă pentru a se deforma cu aceeași cantitate. În consecință, un beton ușor va fi în general mai ductil decât betonul normal de aceeași marcă. Armătura din oțel normal face să crească ductilitatea secțiunilor din beton. În cazul folosirii unui oțel de calitate superioară, care are un palier de curgere mult mai redus, ductilitatea oțelului scade deci scade și ductilitatea betonului armat. Viteza cu care se aplică încărcările seismice se aproximează ca fiind asemănătoare încărcărilor rapide fig. 4.22. Caracterul ciclic al solicitărilor și ecruisarea oțelului reduce valoarea limitei de curgere a oțelului, fig. 4.23 (efectul Bauschinger – scăderea limitei de curgere la solicitarea de semn contrar), deci și aria buclei histeretice a betonului armat se reduce. Viteza de deformare afectează rezistența oțelului, și modulul de elasticitate în sensul majorării lor, iar deformabilitatea scade.

Asemenea încercări efectuate în laborator au evidențiat o limită de curgere mai mare cu circa 7% decât la încărcarea statică. Toate aceste considerente motivează scăderea ductilității secțiunilor din beton armat pe timpul evenimentului seismic.

Încercările experimentale de compresiune triaxială au arătat că rezistența betonului crește de aproape 4 ori, iar deformațiile de circa 7 ori. Acestea se traduc prin sporirea ductilității betonului. Condițiile compresiunii triaxiale pot fi reproduse

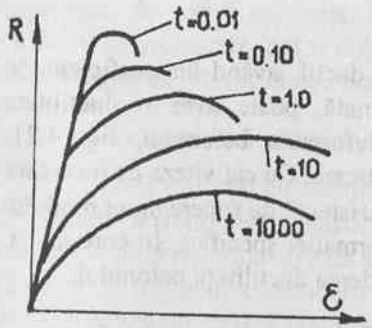


Fig. 4.22. Efectul vitezei de încărcare.

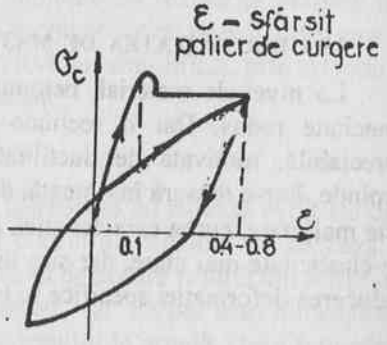


Fig. 4.23. Incercarea ciclică a oțelului beton.

aproximativ cu ajutorul unor etrieri inelari sau în spirală. Tendinței de expandare laterală a betonului i se opun etrierii.

Etrierii inelari asigură o mai mare eficiență având tot perimetrul activ spre deosebire de etrierii dreptunghiulari, care au numai două laturi active, fig. 4.24. Pe seama sporirii ductilității betonului, datorită prezenței etrierilor, în norme și manuale se precizează distanța dintre etrieri la elemente liniare și între armătura de repartiție. Confinarea betonului contribuie la ductilitatea lui.

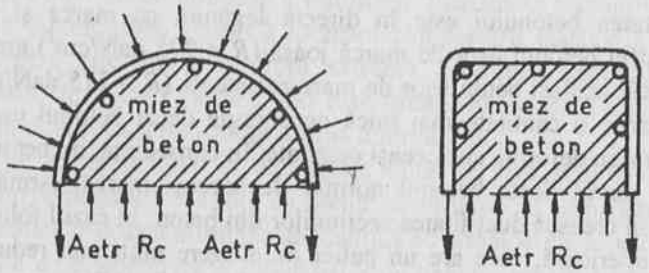


Fig. 4.24. Perimetrul activ al etrierilor.

4.9.2. DUCTILITATEA LA GRINZI DIN BETON ARMAT

Se consideră o grindă din beton armat de secțiune dreptunghiulară, supusă la încovoiere pură, fig. 4.25. Se urmărește exprimarea factorului de tenacitate la încovoiere:

$$\mu_\phi = \phi_r / \phi_c \qquad (4.19)$$

în care ϕ_r, ϕ_c reprezintă rotirea secțiunii în stadiul ultim, respectiv rotirea secțiunii la curgerea armăturii. Urmărind fig. 4.25, ținând seama de ipoteza secțiunilor plane, rotirea secțiunii la curgerea armăturii se scrie:

$$\phi_c = \varepsilon_c / h_0\,(1\text{-}K) \qquad (4.20)$$

unde: $\varepsilon_c = R_a / E_a \approx (1{,}0 - 1{,}4)$ % este alungirea specifică a oțelului în momentul atingerii limitei de curgere. Notând procentul de armare $p = A_a / b\ h_0$ și raportul modulelor de elasticitate a celor două materiale oțel beton: $n = E_a/E_b = 7$, se poate scrie o ecuație de echilibru a prismului de tensiuni din beton cu efortul din armătură, sub forma:

$$A_a n.R_a = \frac{1}{2} K h_0 . b \frac{K h_0}{(1-K) h_0} R_a \qquad (4.21)$$

sau:

$$K^2 + 2\,pnK - 2\,pn = 0 \qquad (4.22)$$

Soluția ultimei ecuații fiind:

$$K = pn\left[-1+\sqrt{1+2/\,pn}\right] \qquad (4.23)$$

permite calculul rotirii la curgere ϕ_c. Rotirea secțiunii în stadiul ultim fiind:

$$\phi_m = \varepsilon_m / \varepsilon_c \text{ cu } \varepsilon_m = \varepsilon_u \approx 0{,}35\ \%$$

deformația specifică a betonului la sfărâmare, $X_{lim} = 0{,}55\ h_0$ adâncimea zonei comprimate în acest stadiu. Rezultă coeficientul de ductilitate al secțiunii unei grinzi dreptunghiulare din beton armat, supusă numai la încovoiere:

$$\mu_\phi = \phi_{max} / \phi_c = (\varepsilon_u / \varepsilon_c).\ h_0\,(1\text{-}K)/X_{lim}$$

Cu valorile uzuale ale procentului de armare $p = 4 - 5$ % rezultă un coeficient de ductilitate $\mu_\phi = 3 - 6$.

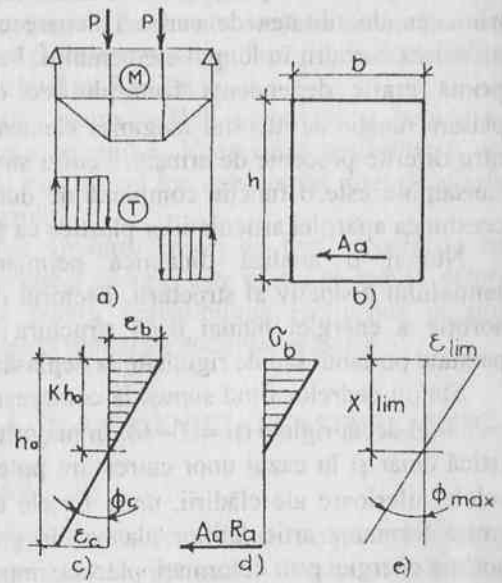


Fig. 4.25. Grinda din b. a. încovoiată
a) schema statică ; b) secțiune ;
c) deformații specifice la curgere ;
d) tensiuni la curgere ;
e) rotirea limită ;

4.9.3. DUCTILITATEA LA STRUCTURI DIN BETON ARMAT

Eforturile secționale cauzate de cutremure în elementele unei structuri sunt în general de 2–3 ori mai mari decât cele de proiectare. Elementele și structura însăși are rezerve de capacitate portantă și de disipare a energiei seismice induse. Astfel depășirea limitei de elasticitate și producerea deformațiilor remanente contribuie la disiparea energiei. Formarea articulațiilor plastice (zdrobirea betonului comprimat și curgerea armăturii întinse) schimbă sistemul static, redistribuind solicitările și „înmoaie" construcția ducând-o în zona spectrală a deplasărilor mari și a forțelor de inerție mici. Dar capacitatea unei structuri de a disipa energie depinde de ductilitatea secțiunilor ei. Între ductilitatea unui element de rezistență (stâlp, grindă) și ductilitatea unui ansamblu structural există o deosebire esențială.

Ductilitatea unei structuri reprezintă capacitatea structurii de a suporta creșteri ale deformațiilor mult peste limita elastică, structura putând în continuare prelua încărcările existente. Siguranța unei structuri sau a unui element de beton armat pe durata unui cutremur este asigurată dacă cerința de ductilitate (ductilitatea necesară) este mai mică decât ductilitatea capabilă a structurii respectiv a elementelor.

Pentru betonul armat se folosește:

1) factorul ductilității de curbură pentru aprecierea capacității de deformare a secțiunilor. El nu depinde de modul de încărcare al elementului sau al structurii ci de caracteristicile secțiunii date: forma secțiunii, procentul de armătură longitudinală întinsă sau comprimată, proprietățile de deformare ale betonului și armăturii;

2) factorul ductilității de rotire pentru aprecierea capacității de deformare postelastică a elementelor;

3) factorul ductilității de deplasare al structurii;

La o grindă simplu rezemată, ductilitatea de rotire are aproximativ aceeași mărime cu ductilitatea de curbură deoarece rotirea sau săgeata sunt funcții de distribuirea curburii în lungul elementului. Pentru structurile cu 1 g.l.d., fig. 4.26 a exprimă grafic dependența factorului de ductilitate de curbură, respectiv de deplasare funcție de raportul lungimea elementului / înălțimea secțiunii transversale pentru diferite procente de armare. Pentru structuri cu mai multe g.l.d. ductilitatea de ansamblu este o funcție complexă de ductilitatea de curbură a elementelor și succesiunea apariției articulațiilor plastice ca și de distribuția lor pe structură.

Numai o analiză dinamică neliniară a structurii permite evaluarea potențialului disipativ al structurii. Factorul de ductilitate definește capacitatea de absorbție a energiei numai dacă structura nu prezintă reduceri importante de capacitate portantă sau de rigiditate la deplasări laterale.

Stâlpii cadrelor fiind supuși la compresiune axială, au o ductilitate mai mică ($\mu = 1 - 2$) decât riglele ($\mu = 3 - 6$). În majoritatea cazurilor stâlpii au o comportare elastică chiar și în cazul unor cutremure puternice. Afirmația este valabilă pentru nivelele inferioare ale clădirii, unde forțele axiale sunt mari ($\mu - 1$). Acest fapt permite formarea articulațiilor plastice în grinzile cadrelor contribuind astfel la absorbția energiei prin deformații plastice importante.

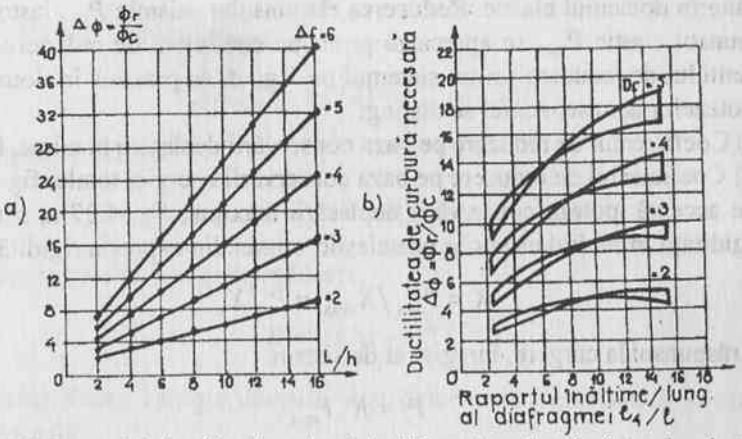


Fig. 4.26. Factorul de ductilitate la rotire a) ductilitatea de curbură la sistemul cu 1 g.l.d. b) ductilitatea de curbură la o diafragmă.

De obicei riglele cadrelor sunt dublu încastrate în stâlpi. Prin suprapunerea momentelor încovoietoare din încărcarea seismică cu momentele încovoietoare din încărcarea gravitațională, formarea primelor articulații plastice are loc la extremitățile riglelor. Acestea sunt primele zone de disipare a energiei seismice. Pereții care conlucrează cu cadrele din beton armat la forțele laterale consumă, prin fisurare sau avariere, o mare parte din energia întodusă în structură.

Construcțiile cu diafragme verticale fiind construcții din elemente rigide fără legături care să asigure redistribuirea eforturilor în domeniul elastoplastic, au o mai mică capacitate de disipare a energiei, deci sunt mai puțin ductile. La construcțiile cu diafragme, numai buiandrugii prin plastificarea unor secțiuni funcționează ca disipatori de energie. Pentru diafragme dependența dintre factorul de ductilitate de sistem și ductilitatea de curbură este arătată în fig 4.26 b.

La construcțiile cu parter elastic, numai stâlpii parterului și buiandrugii diafragmelor pot consuma din energia seismului. Neexistând posibilitatea unui transfer de eforturi la elementele mai ductile, au loc concentrări mari de eforturi mai ales la extremitățile stâlpilor parterului.

La construcțiile din beton armat tip turn (coșuri de fum, castele de apă, turnuri de răcire), capacitatea de absorbție a energiei este destul de redusă datorită absenței unor legături suplimentare pentru redistribuirea eforturilor în urma formării articulațiilor plastice. Se contează numai pe ductilitatea locală.

4.10. ANALIZA SPECTRALĂ ÎN DOMENIUL ELASTOPLASTIC

4.10.1. COEFICIENT DE REDUCERE

Prin energia deformațiilor postelastice, un sistem consumă o parte din energia totală indusă de seism într-un fel asemănător amortizării. Răspunsul seismic P_e

atins de sistem, corespunzător limitei de curgere, se compară cu P_{max}, dacă sistemul ar rămâne în domeniul elastic. Reducerea răspunsului seismic P_c, elastoplastic față de răspunsul elastic P_{max} se apreciază printr-un coeficient de reducere. Evaluarea coeficientului de reducere pentru sistemul cu 1 g.l.d. se practică în două moduri în baza ipotezelor admise. Astfel se disting:

a) Coeficientul de reducere pe baza conservării deplasării maxime, fig. 4.27 a.

b) Coeficientul de reducere pe baza conservării energiei totale, fig. 4.27 b.

Dacă se acceptă ipoteza conservării deplasării maxime, fig. 4.27 a, sau a conservării rigidității în stadiul elastic și postelastic, atunci din expresia rigidității:

$$K = P_{max}/X_{max} = P_c/X_c \tag{4.40}$$

rezultă răspunsul la curgere, înregistrat de sistem:

$$P_c = R \cdot P_{max}, \tag{4.41}$$

unde intervine factorul de reducere:

$$R = 1/\mu. \tag{4.42}$$

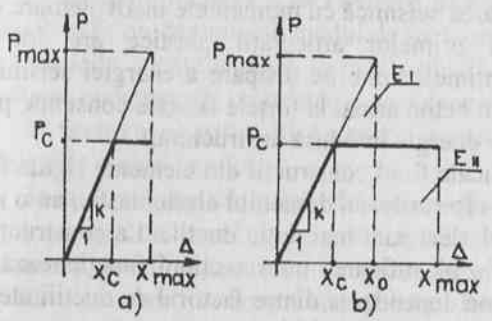


Fig. 4.27. Factor de reducere:
a) prin conservarea deplasării;
b) prin conservarea energiei.

Dacă se acceptă ipoteza conservării energiei totale induse în sistem în cele două stări de comportare elastică, respectiv elastoplastică, atunci mărimea energiilor respective se scrie, fig. 4.27 b

$$E_{I_{max}} = \frac{1}{2} K X_0^2 = \frac{1}{2} P_{max} X_0 \tag{4.43}$$

$$E_{II_{max}} = \frac{1}{2} P_c X_c + P_c (X_m - X_c) = P_c (X_m - X_c/2). \tag{4.44}$$

Întrucât cele două stări conservă rigiditatea:

$$K = P_{max}/X_0 = P_c/X_c \tag{4.45}$$

rezultă:

$$X_0 = P_{max} X_c / P_c \tag{4.46}$$

Egalarea energiilor conduce la:

$$P_c (X_{max} - X_c/2) = P_{max}^2 X_c / 2P_c \tag{4.47}$$

Rezultă răspunsul efectiv:

$$P_c = R \cdot P_{max} \tag{4.48}$$

cu evidențierea coeficientului de reducere:

$$R = 1/(2\mu - 1)^{0.5}. \tag{4.49}$$

Raportul dintre energia disipată prin deformația postelastică și energia de deformație totală:

$$E_{II,max}/E_{I,max} = \frac{P_c (X_{max} - X_c/2)}{P_c (X_{max} - X_c)} = 1 + \frac{1}{2(\mu - 1)} \tag{4.50}$$

constituie un bun indicator teoretic. Cu cât o secțiune sau un element printr-o ductilizare corespunzătoare are o comportare postelastică mai favorabilă, cu atât energia consumată, prin incursiuni postelastice va fi mai mare. Cu alte cuvinte, consumul energetic prin incursiuni postelastice, conferă structurii posibilitatea adaptării locale sau generale la mărimea solicitărilor, evitându-se astfel solicitările exagerate din domeniul elastic precum și degradările casante.

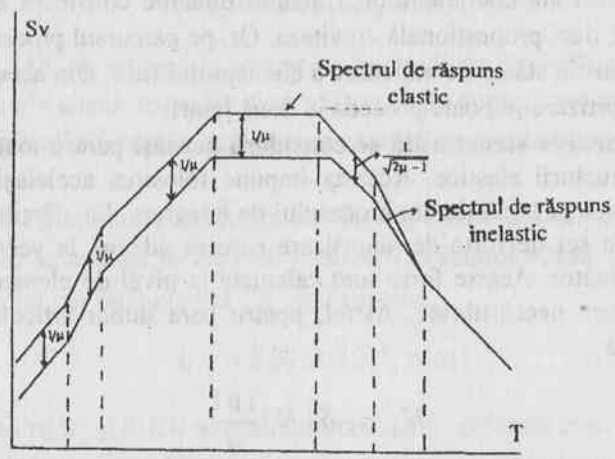


Fig. 4.28. Spectre de răspuns elastoplastic.

4.11. SPECTRE SEISMICE ÎN ELASTOPLASTIC

Pentru cutremurul de la El Centro (18 mai 1940) în fig. 4.28 sunt redate spectrele tipărite pentru fracțiunea din amortizarea critică 2%. Curbele spectrale se diferențiază funcție de factorul de ductilitate μ și redau caracteristica spectrală raportată la caracteristica cinematică maximă a terenului. Folosirea spectrelor seismice elastoplastice presupune cunoaștera coeficientului de tenacitate μ.

Certă este reducerea valorilor spectrale în raport cu creșterea ductilității exprimată de coeficientul de tenacitate.

4.12. PROCES BIOGRAFIC ÎN DOMENIUL ELASTOPLASTIC

Analizele efectuate după cutremure asupra construcțiilor, au arătat că, în anumite secțiuni, eforturile unitare ating limita de curgere, iar deformațiile depășesc limita comportării elastice. Se înregistrează deformații locale ale materialelor însoțite de o redistribuire a solicitărilor. Aceste constatări impun considerarea cel puțin a anumitor structuri într-un calcul de ordinul II elastoplastic cu parcurgerea unei accelerograme înregistrate ori simulate. În acest scop se efectuează analiza în proces biografic.

Aceasta constă în integrarea în pași a sistemului de ecuații diferențiale:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M][1]\,\ddot{u}_0 \qquad (4.51)$$

Pe durata unui pas Δt coeficienții necunoscutelor $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ și $\{u\}$ se consideră constanți. Dar la trecerea de la un pas la altul în calculul elastoplastic de ordinul II intervin modificări ale coeficienților. Calculul dinamic consideră amortizarea de natură vâscoasă, deci proporțională cu viteza. Or, pe parcursul procesului biografic intervin schimbări în starea de solicitare a elementului finit. Din acest motiv pentru matricea de amortizare se poate proceda în două feluri:

1) Amortizarea structurală se consideră aceeași pentru toate modurile de oscilație ale structurii elastice. Aceasta impune folosirea aceleiași fracțiuni din amortizarea critică pe toată durata procesului de integrare. La sfârșitul fiecărui pas, se calculează un set de forțe de amortizare care se adaugă la vectorul încărcare pentru pasul următor. Aceste forțe sunt calculate la nivel de element finit și sunt transmise ca forțe neechilibrate. Astfel, pentru bara dublu articulată, asemenea forțe au expresia:

$$N_d=-\delta\,|N|\,\frac{|\dot{u}|}{u}, \qquad (4.52)$$

unde: N_d – forța axială de amortizare, N – forța axială existentă în element, u – rata alungirii, δ – factor de proporționalitate care definește intensitatea

amortizării. Deci acțiunea amortizării este proporțională cu efortul axial și de sens contrar cu viteza creșterii lui. Pentru bara încovoiată, acțiunea amortizării se determină cu aceeași formulă atât pentru efortul axial cât și momentele de capăt. În general:

$$S_d=-\delta\,|S|\,\frac{|\dot{u}|}{u} \qquad (4.53)$$

Așadar, S este solicitarea, iar u este deformata corespunzătoare. Eforturile S includ efectele încărcării statice dar și dinamice. Deoarece încărcările statice sunt aplicate de la început, înseamnă că forțele de amortizare vor acționa și ele de la inițierea procesului biografic. Forțele de amortizare sunt transferate ca forțe nodale; ele sunt calculate la nivel de element (bară) și se opun deformării acestuia.

2) Amortizarea vâscoasă de tip Rayleigh. Pentru a oferi o mai mare flexibilitate, matricea de amortizare se exprimă astfel:

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K]_T+\beta_0[K]_0, \qquad (4.54)$$

unde: $[K]_0$ este matricea de rigiditate elastică, $[K]_T$ este matricea de rigiditate tangentă care include efectul neliniarității geometrice, iar α, β, β_0 sunt coeficienți numerici.

O primă modificare se aplică amortizării de tipul $\beta_0[K]_0$ prin schimbarea rigidității inițiale $[K]_0$ care devine $C_{12}[K]_0$, unde:

$$C_{12}=2\beta_0/(2\beta_0+\Delta t). \qquad (4.55)$$

Termenul $C_{12}[K]_0$ se adaugă la matricea de rigiditate geometrică $[K]_T$ care s-a acumulat până la pasul respectiv și se păstrează pe durata unui pas. Coeficientul β_0 poate fi aplicat diferențiat de la un grup de elemente la altul printr-un factor de scală.

O a doua modificare a amortizării $\beta_0[K]_0$ constă într-un termen de forma: $C_{11}[K]_0\{\dot{u}\}$ care se adaugă la vectorul încărcării. Vectorul viteză $\{\dot{u}\}$ este cel de la începutul pasului, iar coeficientul C_{11} are expresia:

$$C_{11}=2\beta_0\Delta t/(2\beta_0+\Delta t). \qquad (4.56)$$

Termenii $\alpha[M]$ și $\beta[K]_T$ se păstrează constanți pe durata unui pas.

Matricea de rigiditate dinamică se construiește pe scheletul matricei statice de rigiditate elastică. Pentru bara din fig. 4.29, cu g.l.d. din fig. 4.29 a, relația dintre solicitări și deplasările nodurilor se scrie:

$$\{S\}=\begin{Bmatrix}N_1\\T_1\\N_2\\T_2\end{Bmatrix}=\left\{\frac{EA}{L}\begin{bmatrix}1&0&-1&0\\0&0&0&0\\-1&0&1&0\\0&0&0&0\end{bmatrix}+\frac{EA}{L^2}\begin{bmatrix}0&r_4-r_2&0&r_2-r_4\\r_4-r_2&r_3-r_1&r_2-r_4&r_1-r_3\\0&r_2-r_4&0&r_4-r_2\\r_2-r_4&r_1-r_3&r_4-r_2&r_3-r_1\end{bmatrix}\right\}\begin{Bmatrix}r_1\\r_2\\r_3\\r_4\end{Bmatrix}=$$

$$=\{[k]_E+[k]_{GS}\}\{r\}=[k]_{dyn}\{r\} \qquad (4.57)$$

unde $[k]_E$ = matricea de rigiditate elastică şi $[k]_{GS}$ = matricea de rigiditate geometrică-secantă. Se evidenţiază astfel legătura dintre vectorul solicitărilor $\{S\}$ şi vectorul deplasărilor nodale prin intermediul matricei de rigiditate secantă.

Două moduri de comportare inelastică sunt posibile, fig. 4.30, pentru bara dublu articulată:

a) unul având posibilitatea curgerii atât la tracţiune cât şi la compresiune, fig. 4.30a;

b) un al doilea mod având curgere numai la efortul de întindere şi comportare elastică la compresiune, fig. 4.30 b.

Efectul de ecruisare este inclus în algoritmul de divizare al fiecărui element în două elemente legate în paralel – unul cu comportare elastică, iar celălalt cu comportare inelastică, fig. 4.30 c.

Bara încovoiată este orientată arbitrar în planul *XOY*. Ea posedă atât rigiditate axială cât şi rigiditate la încovoiere. Bara se consideră sumă a două componente legate în paralel: una cu comportare elastică şi cealaltă cu comportare inelastică. În urma fenomenului de curgere, iau naştere articulaţii plastice punctiforme în bare, restul lucrează în domeniul elastic. Deformata barei încovoiate provine din: efortul

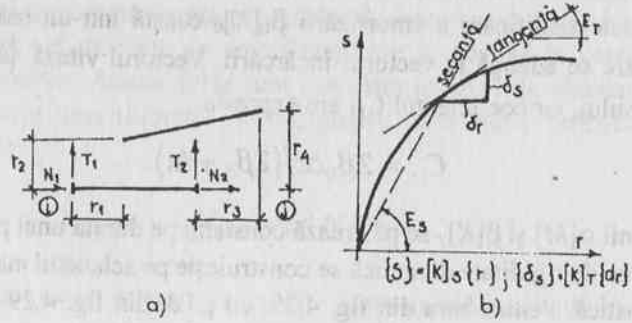


Fig. 4.29. Element finit liniar a) -g.l.d. b) -rigiditate secantă, rigiditate tangentă.

axial, rotirea de bară şi rotirea de nod. Când momentul încovoietor în componenta inelastică a elementului atinge valoarea de curgere, se formează o articulaţie plastică. Articulaţia plastică se introduce în componenta inelastică, componenta elastică rămânând neschimbată. Deformaţia plastică de încovoiere este rotirea plastică a articulaţiei. După apariţia unei articulaţii plastice, se schimbă rigiditatea componentei inelastice iar rigiditatea totală este suma rigidităţilor componentelor elastice şi inelastice.

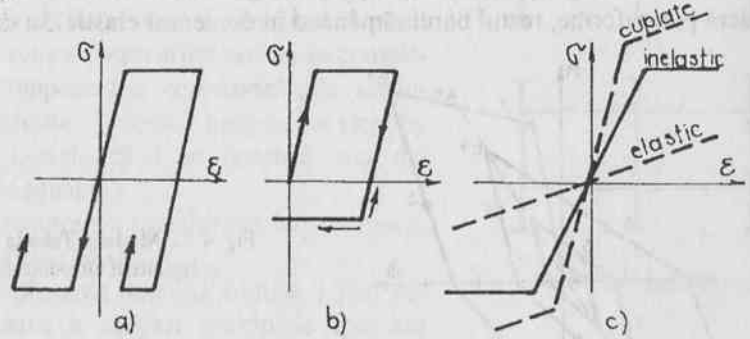


Fig. 4.30. Componenta elastică şi inelastică a unui element finit de tip grindă.

Pentru grinzile din beton armat se formulează modelul de rigiditate degradabilă. Bara are rigiditate axială şi rigiditate de încovoiere, degradarea se referă numai la secţiunea de plastificare.

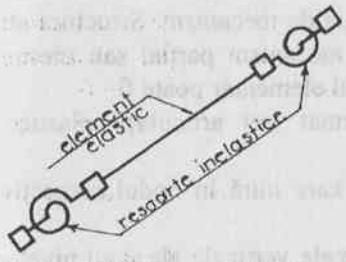


Fig. 4.31. Element finit liniar cu rigiditate degradabilă.

Un mod de a introduce degradarea, constă în a atribui elementului o secţiune variabilă pe durata procesului de integrare. Pentru rigiditatea de încovoiere, se precizează coeficienţii cu care trebuie multiplicată aria pentru a obţine momentul de inerţie ($I = cA$). Curgerea are loc numai la capetele elementului finit liniar. Acesta se consideră echipat cu resoarte la capete, fig. 4.31. Deformarea prin ecruisare şi degradarea matricei de rigiditate la încovoiere se obţine presupunând bara dintr-un element cu comportare elastică, iar resoartele de la capete, având comportare neliniară. O variantă a degradării rigidităţii secţiunii este arătată în fig. 4.32.

Pe durata procesului de rezolvare a structurii, la fiecare pas se determină mărimea eforturilor, mărimea deplasărilor care se compară cu valori considerate limită şi declarate iniţial. Verificările aplicate structurii sunt:

a) condiția de echilibru static;

b) condiția de continuitate, adică de compatibilitate a deformațiilor;

c) condiția de plasticitate. În oricare secțiune „*i*"care nu a atins starea limită de rezistență se verifică inegalitatea:

$$M_{pi} < M_i < M_{pi}$$

în care momentul plastic $\pm M_{pi}$ este declarat inițial. Dacă într-o secțiune sau mai multe secțiuni condiția de plasticitate nu mai este îndeplinită, aceste secțiuni sunt considerate mai departe ca articulații plastice. Toate articulațiile plastice se consideră punctiforme, restul barei rămânând în domeniul elastic. În cazul în care

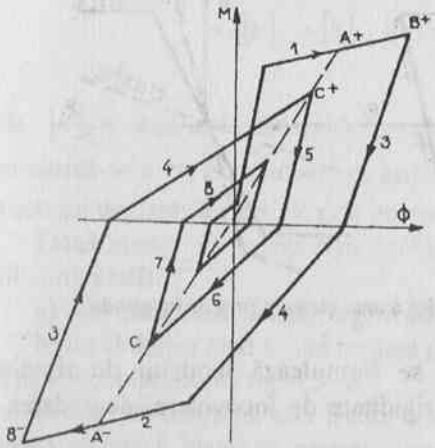


Fig. 4.32. Modelul Takeda de degradare a rigidității elementelor liniare.

unele secțiuni activează în domeniul plastic, se fac următoarele verificări: condiția de echilibru static, condiția de plasticitate, condiția de mecanism. Structura atinge capacitatea portantă dacă se transformă într-un mecanism parțial sau mecanism total, fig. 4.33. Mecanismul parțial sau mecanismul elementar poate fi:

1) mecanism de grindă, când s-au format trei articulații plastice pe deschiderea unui element liniar, fig. 4.33 a;

2) mecanism de nod, pe mai multe bare care intră în nodul respectiv au apărut articulații plastice, fig. 4.33 b;

3) mecanism de etaj, când pe toate elementele verticale ale unui nivel apar câte două articulații plastice, fig. 4.33 c.

Mecanismul general de capotare al unei structuri cu un grad de nedeterminare statică *n* corespunde formării a *n*+1 articulații plastice.

Acest mecanism este o combinație de mecanisme elementare.

Corespunzător fiecărei valori $\ddot{u}_{0,k}$ a accelerației rezultate din partiționarea fină a unei accelerograme la un pas $\Delta t < T/10$) se integrează sistemul de ecuații diferențiale cu necunoscutele cuplate ale ingineriei seismice. Rezultatele obținute la fiecare pas se supun verificărilor menționate mai sus. Dacă la sfârșitul unui pas al

integrării se constată violarea condiției de plasticitate într-o secțiune, bara căreia îi aparține secțiunea își schimbă codul în bara articulat încastrată și i se reface matricea de rigiditate. Prin acest filtru sunt trecute toate secțiunile și modificate codurile și matricele de rigiditate la toate barele care nu mai respectă condiția de plasticitate. Se efectuează la fiecare pas reasamblarea matricei de rigiditate globală cu care se intră în procesul de integrare în pasul următor. Vectorul încărcărilor nodale se completează cu componentele corespunzătoare secțiunilor plastificate. Procesul integrării « step by step » se oprește când se constată una din următoarele situații:

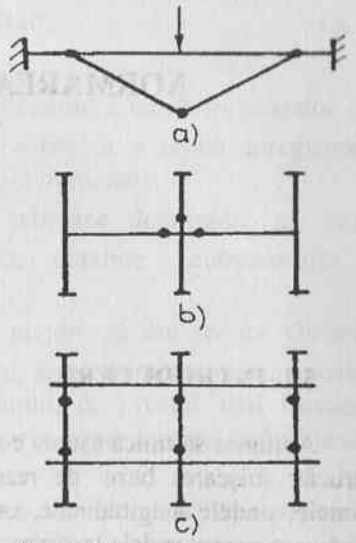


Fig. 4.33. Mecanisme elementare.

a) structura s-a transformat într-un mecanism parțial sau total;

b) deplasarea maximă admisă a fost depășită. Pentru a acoperi multiplele ipostaze seismice în care se poate situa o construcție pentru procesul biografic, se propun diferite accelerograme înregistrate pe Terra sau accelerograme simulate.

Capitolul 5

NORMAREA ACȚIUNII SEISMICE

5.1. INTRODUCERE

Acțiunea seismică asupra construcțiilor este un fenomen deosebit de complex întrucât: mișcarea bazei de rezemare este haotică, la suprafața Terrei sosesc primele, undele longitudinale, care dau naștere oscilațiilor de direcție verticală, după care sosesc undele transversale și undele de suprafață, care pun construcția în stare de oscilație și pe direcție orizontală. Mișcarea de ansamblu a structurii este rezultanta mișcărilor oscilatorii de direcție verticală, orizontală, dar și de răsucire. Elementele componente: rigle, stâlpi, planșee, pereți, pot oscila individual.

Cercetarea fenomenului acțiunii seismice asupra construcțiilor, a căutat să separe fenomenele după importanța lor astfel încât acelea cu pondere secundară asupra stabilității și rezistenței elementelor portante să poată fi neglijate într-o primă aproximație.

Primele metode de calcul antiseismic ale construcțiilor, cunoscute sub numele de metode statice, considerau structurile absolut rigide și apreciau încărcarea seismică ca o forță uniform repartizată pe înălțimea lor. Mărimea se aprecia ca 2–5% din încărcarea gravitațională. În consecință, pe timpul seismului, toate punctele suportau aceeași accelerație orizontală egală cu a bazei de rezemare. Neglijarea proprietăților dinamice ale structurii conduce la o evaluare subiectivă și în afara realității a forțelor seismice. Constatările experimentale și *in situ* au arătat că mărimea acțiunii seismice variază sensibil funcție de flexibilitatea (rigiditatea laterală) structurii.

Actualele metode statuate stabilesc acțiunea seismică asupra construcțiilor pe baza calculului dinamic. Cea mai populară metodă consideră forțele de inerție deduse din calcul dinamic și acționând static. Proiectarea antiseismică a construcțiilor, cu ajutorul forțelor seismice aplicate static, se consideră satisfăcătoare.

Evaluarea forțelor de inerție din acțiunea seismică, în cea mai populară metodă, aceea a analizei modal-spectrale, apelează la spectrul de răspuns al accelerației. Această mărime este condiționată de un număr mare de factori, unii aparținând seismului, alții terenului respectiv construcției. Codurile de proiectare exprimă uzual spectrul de răspuns al accelerației printr-un produs de forma:

$$\frac{S_a}{g} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6\alpha_7\alpha_8 \qquad (5.1)$$

α_1 fiind **factorul seismic al zonei,** sau coeficientul intensității seismice pe scara MSK, el este raportul dintre accelerația seismică maximă înregistrată vreodată în amplasamentul respectiv și accelerația gravitațională;

α_2 - **coeficientul dinamic al acțiunii seismice** determinat pe baze probabilistice ținând seama de durata componentei maxime a cutremurului și probabilitatea de a fi depășită;

α_3 - **factorul terenului de fundație** care majorează sau reduce efectele mișcării funcție de rigiditatea terenului (teren tare, teren compact, teren moale, teren nisipos etc.), de perioada oscilațiilor terenului, de nivelul apei freatice. Terenul poate fi antrenat într-o mișcare oscilatorie proprie care influențează mișcarea construcțiilor;

α_4 - **factorul amortizării** care reduce efectul dinamic al acțiunii seismice: de regulă codurile dau spectrul accelerației pentru 5%, fracțiunea din amortizarea critică, dar acesta nu este valabil pentru toate materialele și sistemele constructive;

α_5 - **factorul de reducere** al acțiunii seismice datorită rezervelor de capacitate portantă ale structurii. El este dat de gradul nedeterminării statice și de rezerva de absorbție (disipare) a energiei seismice prin comportarea plastică a unor secțiuni componente ale structurii. Pe exemplul din fig. 5.1 se identifică ușor aceste

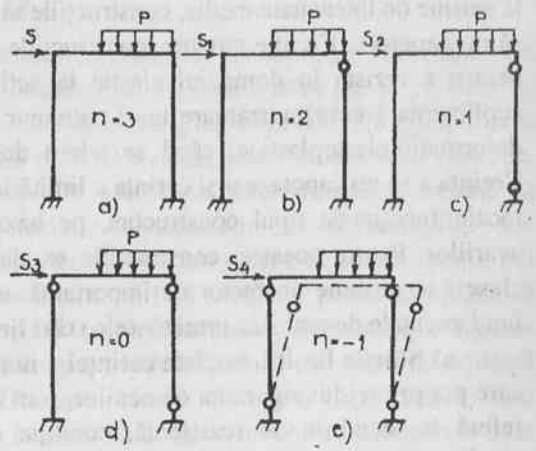


Fig. 5.1. Degradarea secvențială a nedeterminării statice.

rezerve. Astfel, cadrul portal simplu este de trei ori nedeterminat static. Dacă se acceptă formarea secvențială a articulațiilor plastice din fig. 5.1 b,c,d, datorită forței seismice S, în aceste faze structura poate fi exploatată, ea oferind siguranță suficientă. Formarea unui mecanism parțial sau total, fig. 5.1 e, duce structura la

colaps. Datorită acestor rezerve , în proiectare se determină forţe seismice mai mici decât cele reale. Unele norme folosesc valoarea reciprocă a coeficientului de reducere, respectiv $1/\alpha_5$.

α_6 - **factorul de risc** acceptat pentru construcţia respectivă, cu alte cuvinte, avariile aşteptate. În cazul unor avarii estimate prin calcul de a fi prea mari, factorul de risc măreşte forţa seismică şi prin aceasta perioada de revenire.

α_7 - **factorul clasei de importanţă al construcţiei**, ţinând seama de valorile umane şi materiale care sunt adăpostite de ea, precum şi consecinţele avarierii ei. Întrucât factorul de importanţă are acelaşi efect (creşterea forţelor seismice) cu factorul de risc, numeroase norme le asociază.

α_8 - **factorul de reducere al rezistenţei materialelor** folosite la elementele portante.

Codurile în vigoare pentru diferite ţări de pe mapamond adaptează acest set de factori la condiţiile specifice teritoriului şi la volumul de cunoştinţe colectat pentru fiecare factor în parte, ceea ce înseamnă că nu toţi aceşti factori se regăsesc explicit în expresia standardizată a spectrului de proiectare.

5.2. NORMA EUROPEANĂ EUROCODE NR. 8 - EC8

5.2.1. PRINCIPIILE DE BAZĂ ALE NOMĂRII

Concepţia actuală de proiectare a construcţiilor, în zone seismice, prevede că, la seisme de intensitate medie, construcţiile să nu se avarieze, iar la cele devastatoare, să nu capoteze. Cu alte cuvinte, construcţiile să aibă o capacitate portantă suficientă pentru a rezista în domeniul elastic la acţiunea unui cutremur moderat, energia suplimentară corespunzătoare unui cutremur devastator urmând a fi absorbită prin deformaţii elastoplastice, când se admit degradări locale, dar se evită colapsul. Cerinţa « să nu capoteze » şi cerinţa « limitării avariilor » se stabileşte de Autorităţile locale funcţie de tipul construcţiei, pe baza consecinţelor capotării acesteia sau avariilor. Pentru aceasta, construcţiile se clasifică în clase de importanţă, fiecărei clase i se atribuie un factor de importanţă, tabelul 5.1. Pentru a satisface cerinţele fundamentale de mai sus, următoarele **stări limită**, se cer a fi verificate:

a) Stările limită asociate cerinţei **« non colaps »** sau cu alte forme de cedare care pot primejdui siguranţa oamenilor, sunt incluse de **starea limită ultimă**. Ea se referă la: condiţia de rezistenţă, condiţia de ductilitate, condiţia de echilibru, condiţia de rezistenţă a fundaţiilor, condiţia rostului seismic.

b) Starea limită de serviciu este asociată cu producerea avariilor, care aduc construcţia în starea de a nu mai putea servi scopurilor pentru care a fost făcută. Această stare limită este corelată, pentru clădiri, cu deplasarea laterală inter-etaje numită frecvent drift.

5.2.2. FORMELE INPUTULUI SEISMIC

Acţiunea seismică se exercită asupra unei lucrări de construcţii prin:

a) forţe de natură dinamică induse în structură prin mişcarea terenului. Datorită maselor elementelor care compun construcţia şi a maselor care sunt depozitate în ea se dezvoltă forţe de inerţie;

b) deplasări directe impuse fundaţiilor prin mişcarea diferenţiată efectuată de acestea. Aceste deplasări sunt considerate ca fiind statice;

c) forţe dezvoltate prin oscilaţii de torsiune;

d) suprapresiuni dinamice exercitate asupra lucrărilor de către teren (ex.: ziduri de sprijin, pile de pod, culei de pod, tuneluri) sau de lichide stocate (ex.: baraje, pereţii rezervoarelor).

Tabelul 5.1

Clase de importanţă – factorul clasei de importanţă.

Clasa	Clădirea	Factor
I	Clădiri a căror integritate în timpul şi după cutremur este vitală pentru protecţia civilă: ex.: spitale, cazărmi de pompieri, staţii de salvare, clădirile poliţiei, clădirile organelor de decizie	1,4
II	Clădiri a căror rezistenţă seismică este importantă prin prisma consecinţelor asociate cu colapsul: şcoli, grădiniţe, unităţi sanitare, construcţii care adăpostesc aglomeraţii de persoane.	1,2
III	Clădiri de folosinţă normală: locuinţe, birouri, cămine studenţeşti.	1,0
IV	Clădiri de importanţă minoră pentru siguranţa publică: construcţii provizorii etc.	0,8

5.2.3. ELEMENTELE MODELULUI

Masă inerţială. Structurile, fundaţiile, terenul de fundaţie, pot fi descompuse într-un număr de solide elementare, indeformabile, legate între ele şi de baza de rezemare. Fiecare dintre aceşti solizi este dotat cu g.l.d. adecvate. Descompunerea sistemului şi alegerea g.l.d. trebuie să permită evidenţierea deformaţiilor posibile care pun în pericol siguranţa lucrării. De asemenea, descompunerea trebuie să permită identificarea zonelor cu posibile concentraţii ale deformaţiilor sau deformaţii postelastice importante. Gradele de libertate dinamică pentru rotaţii, pot fi neglijate dacă discretizarea este suficient de fină pentru a putea considera că efectul lor este convenabil simulat prin translaţia maselor elementare. Alegerea modelului este o chestiune de discernământ. Modelul trebuie să scoată în evidenţă eventualele cuplaje între grade de libertate diferite. Cele mai bune modele sunt acelea care dau esenţialul fără lucru în plus. Apariţia la nivelul rezultatelor a unui aport minim, neglijabil, al modurilor superioare în cadrul răspunsului, este adesea indicele unei modelări sofisticate, inutile.

Legăturile între diferitele mase inerţiale sunt realizate prin elemente structurale ca bare, plăci plane sau curbe, masive, cu comportarea elastică. Legăturile neliniare pot fi introduse numai prin justificări particulare.

Modelul trebuie să prindă în calcul ansamblul elementelor structurale sau nestructurale susceptibile de a aduce o contribuție sensibilă la rigiditatea structurii chiar dacă ele sunt neglijate în calculele de rezistență. Această regulă este importantă în cazul scheletelor în cadre a căror funcționare poate fi frânată mai mult sau mai puțin de prezența zidăriei înrămate.

Legăturile cu terenul pot fi modelate sub formă de resoarte și amortizoare în raport cu numărul g.l.d. alese (translații-rotații) și poziția fundației în raport cu suprafața (fundații de adâncime, de suprafață etc.).

Înălțimea sistemului. Când construcțiile conțin o infrastructură, este permis a considera o înălțime de dimensionare care cuprinde înălțimea suprastructurii și o parte din înălțimea infrastructurii funcție de natura terenului. În fig. 5.2, H servește la precizarea înălțimii modelului de calcul pentru clădiri.

Pentru teren de clasă a:

$$H = H_0 . \tag{5.2}$$

Pentru teren de clasă b:

$$H = H_0 + 0.5H_1 \le 1.5H_0 . \tag{5.3}$$

Pentru teren de clasă c:

$$H = H_0 + H_1 \le 2H_0 \tag{5.4}$$

Clasele de teren sunt definite, la aliniatul „Condițiile terenului", de mai jos.

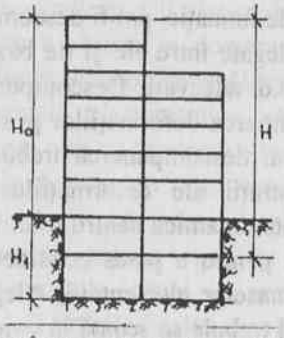


Fig. 5.2. Înălțimea de calcul a modelului.

Amortizarea se ia în calcul printr-o amortizare echivalentă de tip vâscos prin fracțiunea din amortizarea critică. Structurile dintr-un singur material se tratează la toate modurile cu aceeași fracțiune din amortizarea critică. Când structura suferă incursiuni în domeniul plastic, efectul creșterii amortizării este inclus în coeficientul comportării q. În acest caz, nu se poate majora valoarea amortizării. Când structura comportă o densitate de compartimentare comparabilă cu aceea a clădirilor de locuit sau alte elemente nestructurale, dar legate de structură și susceptibile de a disipa energia, valoarea amortizării critice poate fi majorată (ex.: cu 1–2%). Când structura este constituită din mai multe materiale, valoarea fracțiunii din amortizarea critică este egală cu:

$$\xi = (\sum \xi_i E_i)/E \tag{5.5}$$

în care ξ_i este fracțiunea din amortizarea critică a materialului considerat, E_i desemnează partea de energie elastică asociată deformatei modale înmagazinată de materialul i, E energia elastică a structurii asociată modulului considerat.

Perioadele și modurile proprii introduse în calcul sunt determinate în starea inițială liniar elastică – domeniul micilor oscilații. Perioadele pot fi calculate prin metodele clasice ale dinamicii structurilor, exemplu din rezolvarea problemei valorilor proprii ori folosind formule empirice adaptate la caz.

Condițiile terenului de fundații. Terenurile de fundații sunt clasificate în trei clase după cum urmează:

Clasa „a" terenurile de rezistență bună și foarte bună. Aici sunt cuprinse:

1) roca de bază sau altă formațiune geologică dură, compactă, de cel mult 5 m grosime, material mai slab la suprafață; viteza minimă a undelor de forfecare 800 m/s;

2) depozite rigide de nisip, pietriș sau argilă supraconsolidată de câțiva zeci de metri grosime, caracterizate de o creștere graduală a proprietăților mecanice în raport cu grosimea stratului; viteza undelor de forfecare la adâncimea de 10 m cel puțin 400 m/s.

Clasa „b", terenurile de rezistență medie, cuprinde depozite adânci de densitate medie: nisip, pietriș, argilă de consolidare medie cu grosimea de la câțiva zeci de metri la mai multe sute de metri; viteza undelor de forfecare 200 m/s la adâncimea de 10 m și 350 m/s la adâncimea de 50 m.

Clasa „c", terenurile de rezistență redusă, include straturile coezive moi, având în primii 20 m, măsurați de la suprafață, viteza undelor de forfecare sub 200 m/s.

5.3. FORȚE DE NATURĂ SEISMICĂ

5.3.1. MODELAREA MIȘCĂRII TERENULUI

Mișcarea terenului pe care se află o construcție, se consideră ca rezultată din compunerea:

a) unei mișcări de translație de ansamblu în care toate punctele terenului sunt animate în orice moment de aceeași mișcare;

b) unei mișcări diferențiate, funcție de distanța care separă punctele considerate.

Prima mișcare corespunde afirmației că baza de rezemare a unei construcții se deplasează o dată cu terenul, a doua corespunde sosirii defazate a trenurilor de unde la diferite puncte ale bazei de rezemare. Mișcarea de translație este definită prin trei componente ortogonale: două componente orizontale și o componentă verticală. Fiecare componentă a mișcării este caracterizată printr-un spectru de răspuns în termenii accelerației. Se folosește același spectru pentru componentele orizontale. Componenta verticală se acceptă de intensitate 70% din a celei orizontale. Spectrele considerate nu sunt spectrele elastice deduse direct din mișcarea solului, ci sunt spectre convenționale de dimensionare.

A doua mişcare este cu atât mai evidentă cu cât dimensiunile în plan orizontal ale construcţiei sunt mai mari şi se datoreşte sosirii asincrone a trenurilor de unde.

5.3.2. MIŞCAREA SEISMICĂ DE CALCUL

Mişcarea seismică de calcul este definită prin:

a) Spectrul de răspuns elastic normalizat al terenului $S(T)$, fig. 5.3, în care S este ordonata spectrului de răspuns elastic, T perioada unui sistem liniar cu 1 g.l.d., T_B, T_C , sunt limitele acceleraţiei constatate, T_D este valoarea de început a domeniului deplasării spectrale constante. Configuraţia acestui spectru este diferită funcţie de clasa terenului *a*, *b*, *c*, pentru care valorile T_B şi T_C sunt notate în tabelul 5.2.

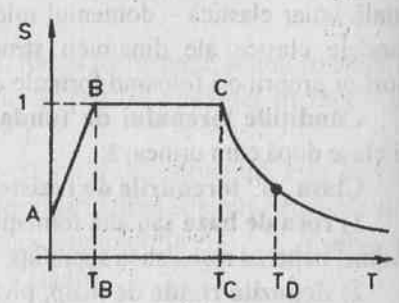


Fig. 5.3. Spectrul elastic normalizat al terenului.

Tabelul 5.2

Limitele palierului acceleraţiei constante

Clasa terenului	EC8 – perioadele reprezentative		
	T_B	T_C	T_D
a	0,10	0,40	3,0
b	0,15	0,60	3,0
c	0,20	0,80	3,0

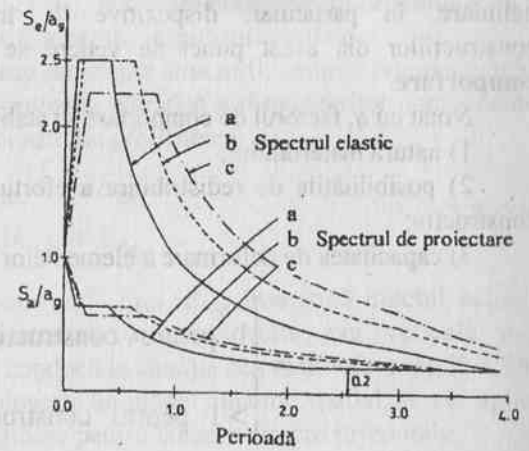
b) Acceleraţia nominală constituie mărimea care stă la baza zonării seismice a unui teritoriu. EC8, o notează cu a_g şi recomandă a fi precizată de Autorităţile locale.

c) Valoarea maximă a spectrului normalizat-β_0. Această valoare se consideră ca fiind constantă între perioadele T_B şi T_C. EC8 atribuie valoarea 2,5 coeficientului β_0 pentru o durată de 20–60 sec şi o amortizare de 5% cu probabilitatea de 70–80% de a nu fi depăşită valoarea de vârf a acceleraţiei. El reprezintă amplificarea datorită caracterului dinamic al fenomenului, fig. 5.4 a.

d) Spectrul de răspuns elastic efectiv $S_e(T)$ rezultă prin amplificarea spectrului elastic normalizat cu acceleraţia mişcării seismice a_g şi valoarea maximă a spectrului normalizat β_0. De asemenea, acest spectru se corectează datorită amortizării construcţiei. Factorul de corecţie datorită amortizării are valoarea:

- $\eta = 1$ pentru factorul de amortizarea $\xi = 5\ \%$;
- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ pentru un factor de amortizarea $\xi > 0{,}05$.

Fig. 5.4. Spectre elastice şi de proiectare.



Terenul de fundaţii influenţează mărimea spectrului, de aceea valorile spectrului elastic sunt amendate de un coeficient de teren S. Pentru terenul de clasa *a*,*b* coeficientul de teren este $S = 1$, iar pentru clasa *c*, coeficientul terenului este $S = 0{,}9$. Cu aceste achiziţii, expresia spectrului elastic este redată de formula:

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g S & \left[1+\dfrac{T}{T_B}(\eta\beta_0 - 1)\right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g S & \eta\beta_0 & T_B \leq T \leq T_C \\ a_g S & \eta\beta_0 (T_c/T)^{K_1} & T_C \leq T \leq T_D \\ a_g S & \eta\beta_0 (T_c/T_D)^{K_1}.(T_D/T)^{K_2} & T > T_D \end{cases} \quad (5.6)$$

$K_1 = 1$; $K_2 = 2$ sunt coeficienţii de influenţă ai formei spectrului. Alura spectrului de răspuns elastic efectiv este redată în fig. 5.4 b. Oricare dintre valorile din (5.6) trebuie să depăşească 20% din acceleraţia gravitaţională.

5.3.3. SPECTRUL DE PROIECTARE

În vederea proiectării, construcţiile în zone seismice, se clasifică în:

i) Construcţii nedisipative, care răspund la acţiunea seismică în domeniul liniar elastic.

ii) Construcţii disipative, ale căror elemente au incursiuni în domeniul plastic datorită unor neliniarităţi de comportare inelastică a materialelor precum şi unor neliniarităţi geometrice care corespund modificărilor suferite de geometria sistemului, consecinţa aşa-numitelor deformaţii şi deplasări de ordinul doi. O motivare a acestor neliniarităţi mecanice ţine de natura sau caracteristicile îmbinărilor: disimetria comportării la tracţiune şi compresiune, îmbinări unilaterale, folosirea de dispozitive mecanice sau materiale cu caracteristici

neliniare, în particular, dispozitive de frecare sau glisare. Diferențierea construcțiilor din acest punct de vedere se face prin așa-numitul **factor de comportare**.

Notat cu q, factorul de comportare se stabilește funcție de:

1) natura materialului;

2) posibilitățile de redistribuire a eforturilor de care este capabil sistemul constructiv;

3) capacitatea de deformare a elementelor în domeniul postelastic.

$$q = \begin{cases} 1 \text{ pentru constructii nedisipative} \\ > 1 \text{ pentru constructii disipative} \end{cases}$$

Spectrul de proiectare conform EC8, normalizat prin acceleraţia gravitaţională $\alpha = a_N/g$, are expresia:

$$S_d(T) = \begin{cases} \alpha S\left[1 + \frac{T}{T_B}\left(\frac{\beta_0 \eta}{q} - 1\right)\right]; & 0 \le T \le T_B \\ \alpha S \frac{\eta \beta_0}{q} & T_B \le T \le T_C \\ \alpha S \frac{\eta \beta_0}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right]^{K_{d1}} & T_C \le T \le T_D \\ \alpha S \frac{\eta \beta_0}{q}\left[\frac{T_C}{T_D}\right]^{K_{d1}}\left[\frac{T_D}{T}\right]^{K_{d2}} & T \ge T_D \end{cases} \quad (5.7)$$

coeficienţii $K_{d1} = 2/3$, $K_{d2} = 5/3$ influenţează forma spectrului de proiectare pentru perioade mai mari decât T_C, respectiv T_D. Coeficientul de comportare q este o aproximare a raportului forţelor seismice, care acţionează construcţia ce răspunde complet elastic cu o amortizare de 5% şi forţele seismice minime care pot fi folosite în proiectarea cu un model convenţional liniar, asigurând un răspuns satisfăcător. Ca alură, spectrul de proiectare al unei construcţii precizate într-un amplasament dat este ilustrat în fig. 5.4.

5.3.4. COMBINAREA COMPONENTELOR ACŢIUNII SEISMICE DUPĂ EC8

Componente orizontale. Acţiunea seismică orizontală este descrisă prin două componente ortogonale, considerate independente şi acţionând simultan.

Combinarea componentelor orizontale poate fi socotită după cum urmează:

a) Pentru început, răspunsul structural, la fiecare componentă orizontală, va fi calculat cu ajutorul regulii superpoziţiilor pentru răspunsuri modale.

b) Valoarea maximă a fiecărei acţiuni asupra structurii, datorită componentelor orizontale, poate fi estimată prin superpoziţia pătratică a răspunsurilor componente. O alternativă a acestei suprapuneri o constituie propunerea:

$$E_{Edx} + 0.3E_{Edy} \qquad 0.3E_{Edx} + E_{Edy} \quad (5.8–5.9)$$

unde semnul + implică „a fi combinat cu". E_{Edx}, E_{Edy} înseamnă efectul acţiunii seismice de proiectare pe axa orizontală x–x, respectiv axa veticală y–y. Combinaţia se va face astfel încât să conducă la situaţia cea mai defavorabilă. Când se practică analiza biografică şi se foloseşte un model dinamic spaţial, se vor aplica bazei de rezemare simultan accelerograme pentru ambele direcţii orizontale.

Componente orizontale şi verticale. Când componenta verticală a acţiunii seismice este considerabilă, iar componentele orizontale de asemenea sunt relevate, următoarele combinaţii pot fi practicate pentru efectul acţiunilor seismice

$$0{,}30\,E_{Edx} + 0{,}30\,E_{Edy} + E_{Ed}$$
$$E_{Edx} + 0{,}30\,E_{Edy} + 0{,}30\,E_{Edz} \quad (5.10 - 5.12)$$
$$0{,}30\,E_{Edx} + E_{Edy} + 0{,}30\,E_{dz}$$

E_{Ed} poate fi moment încovoietor, forţă tăietoare, forţă axială în aceeaşi secţiune pentru structuri din bare, E_{ed} poate fi deplasarea aceluiaşi punct de pe structură etc., datorită acţiunilor considerate.

La construcţiile în cadre, dimensionarea rezultă din considerarea momentului încovoietor, de aceea E_{ed} sunt momente încovoietoare. La construcţiile în diafragme, forţa tăietoare constituie efectul de dimensionare, ceea ce implică E_{cd} să fie forţa tăietoare. Structurile din bare-grinzi cu zăbrele, turnuri, antene se dimensionează la efortul axial, în consecinţă E_{ed} sunt eforturi axiale.

5.4. VERIFICĂRI DE SIGURANŢĂ

Pentru siguranţa construcţiei, se verifică respectarea condiţiilor limită relevante ca şi a condiţiilor specifice. Astfel, pentru clădirile din clasele de importanţă II – IV, cerinţele rezistenţei la cutremur pot fi considerate ca fiind satisfăcute dacă:

a) forţa tăietoare de bază rezultată din combinaţia încărcare seismică şi alte acţiuni, calculată cu un factor de comportare q = 1, este mai mică decât aceea datorită altor combinaţii relevante pentru care clădirea este proiectată pe baza analizei liniar elastice. Un caz frecvent în acest sens îl constituie acţiunea vântului la construcţii înalte.

b) condiţiile de regularitate în plan şi elevaţie sunt respectate.

Starea limită ultimă de rezistență. Siguranța împotriva capotării – starea limită ultimă – în situația proiectării seismice se consideră a fi asigurată dacă următoarele condiții privitoare la rezistență, ductilitate, echilibru, stabilitatea fundațiilor și îmbinărilor sunt îndeplinite.

Condiția de rezistență (Condiția capacității portante). Toate elementele structurale, inclusiv îmbinările și elementele principale nestructurale trebuie să verifice relațiile:

$$E_d \le R_d \qquad (5.13)$$

unde: $E_d = E\ (\sum G_{kj},\ \gamma_I\ A_{ed},\ P_k,\ \sum \psi_{2i} Q_{ki})$ este valoarea de proiectare a efectului acțiunilor: gravitaționale G_k, temporare de lungă durată (utile) Q_k, de precomprimare P_k, și seismice A_{E_d}. În combinația aceasta efectul acțiunii seismice se majorează cu coeficientul clasei de importanță γ_1. R_d reprezintă rezistența de proiectare (capacitatea portantă corespunzătoare) a elementului diminuată cu factorul de material, în exprimare implicită: $R_d = R(f_k/\gamma_M)$.

Efectul de ordinul doi (P - Δ) al acțiunilor trebuie să fie inclus în relație. Această ultimă prevedere obligă proiectantul să supună unui calcul nu tocmai comod structura, ținând seama de dificultățile și volumul calculelor de ordinul II. Totuși, codul face următoarele înlesniri. Efectele de ordinul doi nu trebuie considerate când următoarea condiție este verificată:

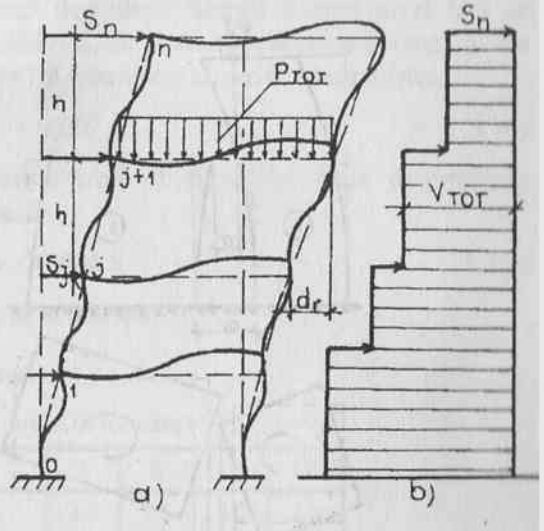
$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h} \le 0{,}10 \qquad (5.14)$$

θ – coeficientul de senzitivitate între etaje; P_{tot} – încărcarea gravitațională totală de pe etajul considerat și de deasupra lui, în concordanță cu ipotezele făcute pentru calculul efectelor acțiunii seismice; dr – deplasarea laterală de proiectare între etaje (lunecarea între etaje-drift), evaluată ca diferența deplasărilor laterale; V_{tot} – forța tăietoare totală; h – înălțimea de etaj, fig. 5.5. În cazul în care coeficientul de senzitivitate verifică inegalitatea: $0{,}1 \le \theta \le 0{,}2$ efectele de ordinul doi pot fi aproximativ luate în seamă prin majorarea acțiunii seismice cu factorul $1/(1-\theta)$ ceea ce conduce la o majorare cu (11–25)%. θ nu va depăși valoarea 0,3.

Condiția de ductilitate impune ca structura globală și elementele structurale să aibă o ductilitate adecvată.Aceasta depinde de sistemul selectat și factorul de comportare. Cerințele de ductilitate referitoare la materiale: oțel, marcă de beton, lemn etc., sunt precizate pentru fiecare material și diferite componente structurale, astfel încât să conducă la o configurație propusă de articulații plastice care să evite modurile de cedare casante.

Condiția de echilibru prevede ca structura să fie stabilă sub setul acțiunilor care intră în combinația de încărcări incluzând acțiunea seismică. Aici sunt incluse efectul de răsturnare și efectul de lunecare.

Fig. 5.5. Deplasarea inter-etaje și elementele coeficientului de senzitivitate.



Rezistența la nivelul tălpii fundațiilor pretinde ca diafragmele orizontale și contravântuirile să fie capabile să transmită cu suficientă rezistență, efectele acțiunii seismice la diferite sisteme de rezistență laterală, cu care ele sunt legate. Această condiție se consideră îndeplinită implicit dacă verificările de rezistență sunt îndeplinite cu forțele obținute din analiză multiplicate cu factorul 1,3.

Rezistența fundațiilor. Sistemul de fundații se verifică conform prevederilor Eurocode 7. Efectele acțiunii pentru fundații vor fi derivate pe baza considerațiilor de proiectare ale capacității socotind dezvoltarea de posibile suprasolicitări, dar fără să depășească răspunsul structurii sub acțiunea seismică corespunzătoare comportării elastice $q = 1$. Cu alte cuvinte, pentru fundații, răspunsul acțiunii seismice se consideră integral fără a fi redus cu coeficientul comportării. Dacă efectele acțiunii pentru fundații au fost determinate folosind un factor al comportării $q \le 1{,}5$ nu se mai cer alte verificări la fundații.

Condiția rostului seismic. Clădirile vor fi protejate de coliziunea indusă de cutremur cu structurile adiacente. Aceasta este gândită a fi satisfăcută dacă distanța de la linia de margine a potențialelor puncte de impact nu este mai mică decât deplasarea maximă orizontală. Această deplasare este dată de relația:

$$d_s = d_e \cdot q_d \cdot \gamma_*; \qquad q_d \le q \qquad (5.15–5.16)$$

d_e – deplasarea aceluiași punct al sistemului structural determinat prin analiză liniar elastică incluzând și efectul de torsiune, fig. 5.6. Această distanță se dorește cât mai realistă prin folosirea coeficientului comportării q, dar și protectoare apelând la coeficientul clasei de importanță γ_I. Condiția rostului seismic devine:

$$d_{s1} + d_{s2} \le d_r' \qquad (5.17)$$

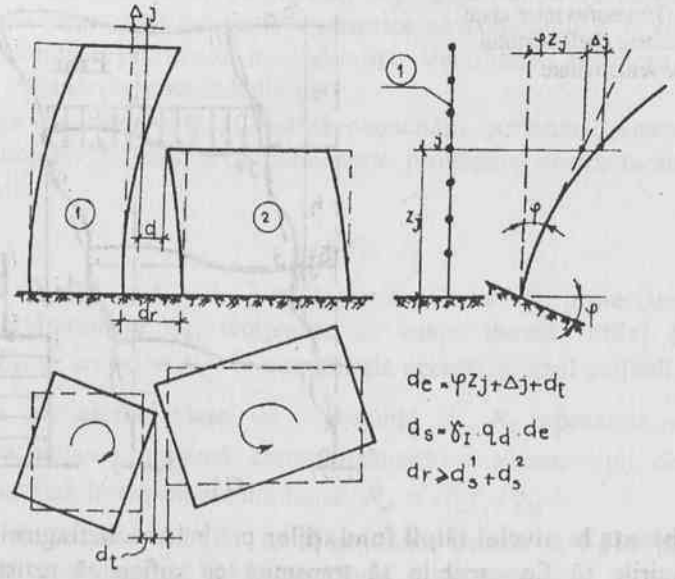


Fig. 5.6. Mărimea rostului seismic.

Starea limită de serviciu are ca obiectiv limitarea deformaţiilor care prin depăşirea anumitor valori pot compromite funcţionarea elementelor de închidere, a elementelor decorative etc. Funcţie de materialul de închidere: zidărie înrămată, panouri din materiale plastice, tablă din oţel, azbopan şi de sistemul constructiv se pot adopta soluţii de prindere rigide fixate de elementele portante ori izolate de acestea printr-o prindere elastică, fig. 5.7.

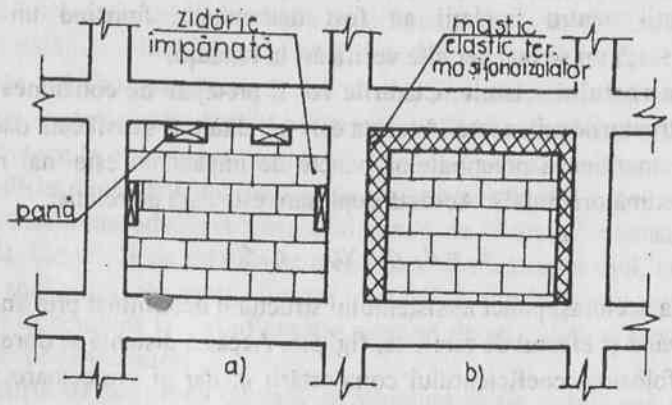


Fig. 5.7. Panouri de zidărie înrămată: a) cu contribuţie la rigiditatea laterală:
b) fără participare la rigiditatea laterală.

Starea limită de serviciu limitează deplasarea laterală a unui nivel faţă de următorul nivel fig. 5.5. Astfel: pentru clădiri cu elemente nestructurale din materialele casante legate de structură, lunecarea relativă internivele să verifice inegalitatea:

$$d_r/\nu \leq 0{,}002\, h. \qquad (5.18)$$

Pentru clădiri cu elemente nestructurale fixate astfel încât deformaţiile elementelor structurale nu le influenţează:

$$d_r/\nu \leq 0{,}004\, h, \qquad (5.18')$$

unde ν este un factor de reducere indicat în tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

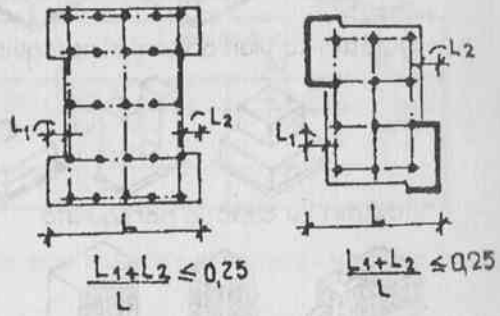
Valorile factorului de reducere ν

Clasa de importanţă	I	II	III	IV
Factorul de reducere ν	2.5	2.5	2.0	2.0

5.5. EC8 – DISPOZIŢII ADIŢIONALE SPECIFICE

În vederea satisfacerii restricţiilor care conduc la evitarea colapsului cu limite acceptabile de fiabilitate, sunt prevăzute dispoziţii adecvate menite să fie considerate şi realizate pentru a acoperi incertitudinile modelării folosite la analiza şi determinarea comportării. Astfel, se pot trece în revistă câteva dispoziţii adiţionale.

Fig. 5.8. Restricţii pentru planul orizontal.



Configuraţia structurală a ansamblului structurii, adică distribuţia în spaţiu a maselor inerţiale, rigidităţilor şi rezistenţelor trebuie să fie menţinută uniform, pe cât este posibil. Din acest punct de vedere, se impune respectarea restricţiilor geometrice din fig 5.8, în plan orizontal, şi a celor din fig. 5.9, în plan vertical, privind retragerile de la faţadă. Imaginile din fig. 5.10 a evidenţiază forme în plan a căror realizare cere practicarea rosturilor seismice, pentru a evita reacţii necontrolate ale ansamblului. Neregularităţile structurale evidenţiate în fig. 5.10 b,c

pot conduce la salturi de rigiditate pe verticala structurii. Eliminarea unor stâlpi sau diafragme pe un nivel (pentru o mai bună vizibilitate sau alte comodități) slăbește rigiditatea laterală a sistemului care trebuie să aibă, pe verticala structurii, o variație descrescătoare cât mai uniformă.

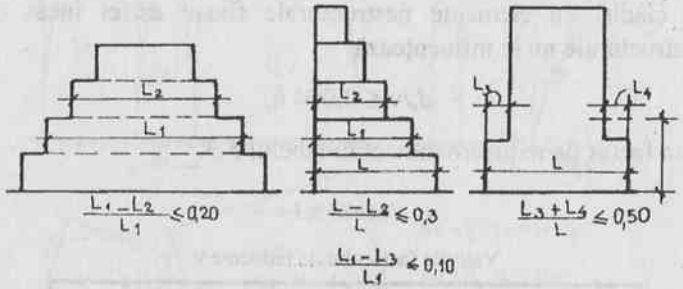


Fig. 5.9 . Restricții privind retaragerea de la fațadă.

Diafragmele trebuie să aibă continuitate pe verticală. Clădirile cu parter elastic, fig. 5.10 c, cu stâlpi la parter și diafragme la etajele superioare, au o rigiditate mică tocmai la parter, unde forța tăietoare de bază are valoarea cea mai. mare. Formele de elevație din fig. 5.10 d cer studii minuțioase, iar măsurile constructive adoptate pentru teren și pentru elementele de rezistență pot fi ușor depășite de seism.

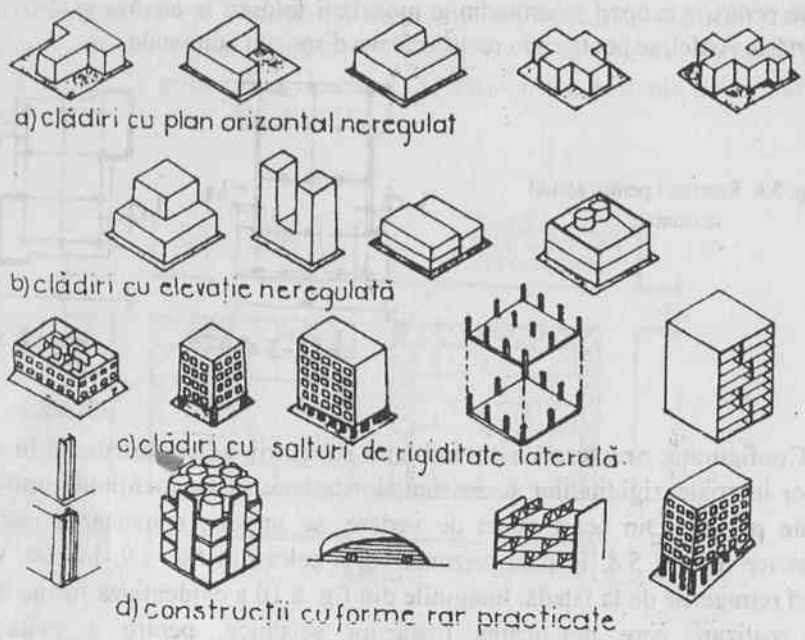


Fig. 5.10. Forme de clădiri ne recomandabile în zone seismice.

5.5.1. EC 8 – REGULI SPECIFICE PENTRU CLĂDIRI DIN BETON ARMAT

Clase de ductilitate. Proiectarea clădirilor din beton, rezistente la cutremur, va asigura o capacitate adecvată de disipare a energiei fără reducerea substanțială a rezistenței globale la încărcări verticale și orizontale. O asemenea comportare globală postelastică este asigurată dacă cerințele de ductilitate locală din regiunile critice sunt îndeplinite. Din punct de vedere al capacității de disipare histeretică curentă, se disting trei clase de ductilitate pentru structurile din beton.

Clasa de ductilitate joasă « L » conține structurile proiectate și dimensionate în concordanță cu Eurocodul 2, suplimentate cu măsurile de ductilitate admisibile.

Clasa de ductilitate medie « M » corespunde structurilor proiectate, dimensionate și detaliate în concordanță cu prevederile specifice rezistenței la cutremur, permițând structurii să intre în domeniul inelastic sub încărcări repetate fără cedări casante.

Clasa de ductilitate înaltă « H » corespunde structurilor pentru care prevederile de proiectare, dimensionare și detaliere sunt astfel încât să asigure un răspuns la excitația seismică sub forma unui mecanism stabil asociat cu o disipare mare a energiei.

Pentru clasa de ductilitate joasă se folosesc betoane de marcă mai mare de B 16, iar pentru clasele de medie și înaltă ductilitate, beton de marcă superioară lui B 20. Pentru oțelul beton se cer în plus respectarea cerințelor din tabelul 5.4.

Tabelul 5.4

Cerințe suplimentare pentru oțelul beton

Proprietatea	Clasa de ductilitate		
	L	M	H
Alungirea uniformă la încărcarea maximă	oțel de mare	6%	9%
Rezistență la rupere raportată la limita de curgere R/R_c	ductilitate conform	1,15	1,20
Valoarea medie a raportului R/R_c	EC2	1,30	1,30

Pentru fiecare clasă de ductilitate sunt redactate condiții constructive însoțite de alte restricții geometrice.

Tipuri structurale și factori de comportare. Clădirile din beton sunt considerate ca aparținând la unul din tipurile structurale de mai jos, definite după modul de preluare a acțiunilor orizontale:

a) Sistem în cadre. Sistem structural care preia atât încărcările verticale cât și cele orizontale printr-un cadru spațial a cărui capacitate portantă la forfecare depășește 65% din capacitatea totală de forfecare;

b) Sistem dual. Sistem structural în care la încărcări verticale se opune un cadru spațial, iar la încărcări orizontale se opune în parte cadrul spațial și structura formată din pereți-individuali și cuplați;

c) Sistem dual cadru echivalent. Sistem dual în care capacitatea portantă la forfecare a cadrului depăşeşte 50% din rezistenţa la forfecare globală şi unde planşeele au suficientă rigiditate în plan (şaibă rigidă);

d) Sistemul dual diafragmă echivalentă, unde capacitatea portantă la forfecare a pereţilor depăşeşte 50% din rezistenţa globală la forfecare;

e) Sistemul cu miezuri. Sistem alcătuit din cadre flexibile combinate cu un miez din diafragme, localizat aproape în centrul clădirii (casa scării şi a liftului);

f) Sistemul pendul invers. Sistem unde 50% din masa lui inerţială este concentrată în treimea superioară a înălţimii construcţiei sau la care disiparea energiei se face în principal la bază.

Factorul comportării pentru construcţiile din beton se defineşte funcţie de mai mulţi parametri prin relaţia:

$$q = q_0 K_D K_R K_W \geq 1{,}5 \qquad (5.19)$$

q_0 este valoarea de bază a coeficientului de comportare indicat în tabelul 5.5, $K_D$este factorul clasei de ductilitate redat în tabelul 5.6, K_R – factorul regularităţii în plan vertical al clădirii, indicat orientativ în tabelul 5.7, K_W – factorul care reflectă modul dominant de cedare prezentat în tabelul 5.8.

Tabelul 5.5

Valorile de bază a factorului comportare q_0

Nr. crt	Tipul structural		q_0
1	Sistem în cadre		5,0
2	Sisteme duale	Cadru echivalent	5,0
3		Diafragme echivalente	4,5
4	Sistem în diafragme	Diafragme cuplate	5,0
5		Diafragme necuplate	4,0
6	Sistemul cu miezuri		3,5
7	Sistemul pendul invers		2,0

Tabelul 5.6

Factorul clasei de ductilitate

Clasa ductilitate	L	M	H
K_D	1.0	0.75	0.50

Tabelul 5.7

Factorul de regularitate

Structuri	Ordonate	Neordonate
K_R	1.0	0.8

Coeficientul α_0 din tabelul 5.8 exprimă modul de cedare dominant. El are forma pentru o clădire cu un nivel: $\alpha_0 = h_w / l_w$, iar pentru clădiri cu mai multe nivele devine $\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$, unde h_{wi} reprezintă înălţimea peretelui i, iar l_{wi} lungimea aceluiaşi perete.

Energia se disipează în grinzi datorită momentului încovoietor ciclic ori forţei tăietoare ciclice. Cadrele contravântuite excentric pot fi incluse în clasa disipativă când curgerea datorită încovoierii ori forfecării elementelor precede atingerea rezistenţei limită la tracţiune ori compresiune a diagonalelor.

d) Structuri în consolă ori structuri pendul invers la care zonele disipative sunt în principal localizate la bază.

e) Structuri cu miezuri din beton armat sau pereţi şi stâlpi din oţel legaţi cu plăci din b.a. La acestea, forţele orizontale sunt preluate de aceste miezuri sau pereţi.

f) Structuri duale: cadre-cadre contravântuite.

g) Structuri mixte, la care forţele orizontale sunt preluate de cadre din oţel cu elemente din b.a. sau zidărie ca panouri înrămate.

Factorul comportării. Coeficienţii de comportare q sunt în corelaţie cu restricţiile generale impuse clădirilor, fig. 5.8–5.10 şi cu cele speciale pentru clădirile din oţel. Valorile recomandate pentru diferite sisteme disipative sunt redate în tabelul 5.9. Parametri care intervin aici se definesc ca în tabelul 5.9.

α_i, multiplicatorul acţiunii seismice orizontale de proiectare, corespunde atingerii stării limită în punctul sau secţiunea cea mai solicitată când celelalte acţiuni de proiectare sunt păstrate constante.

α_u, multiplicatorul acţiunii seismice orizontale de proiectare la care structura atinge capacitatea portantă maximă luând în seamă redistribuirea de momente încovoietoare datorită formării articulaţiilor plastice. Toate celelalte încărcări de dimensionare rămân constante. În cazul în care nu se efectuează calcule pentru evaluarea multiplicatorului de colaps α_u, pentru raportul α_u / α_i se pot lua valorile aproximative din tabelul 5.9.

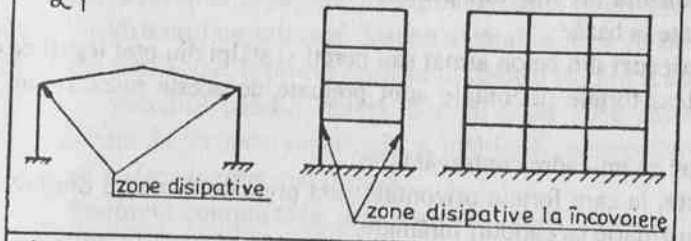
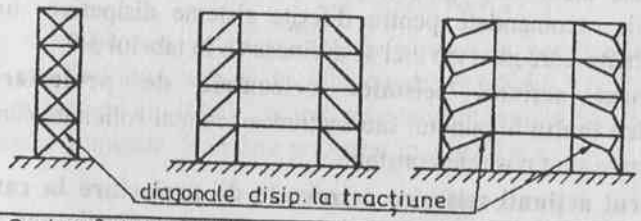
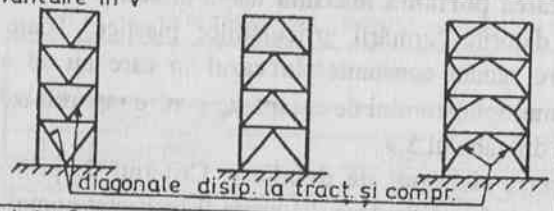
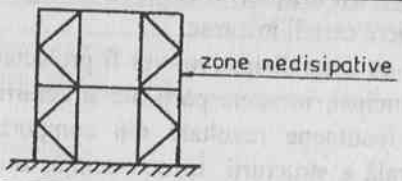
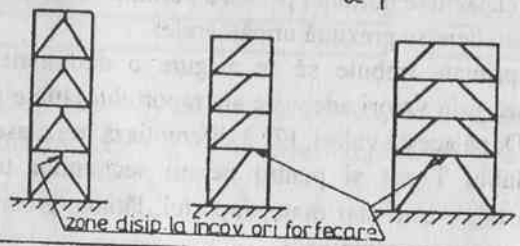
Criterii de proiectare şi reguli de detaliere. Criteriul de proiectare este derivat din conceptul comportării disipative. El poate fi respectat numai dacă sunt îndeplinite regulile de detaliere care îl însoţesc.

Sistemele structurale, cu zone disipative, vor fi proiectate astfel încât aceste zone să se dezvolte, în principal, în acele părţi ale structurii, unde curgerea sau flambajul local, ori alte fenomene rezultate din comportarea histeretică, nu afectează stabilitatea generală a structurii. În consecinţă, zonele nedisipative ale structurii, dimensionate conform normei Eurocode 3, ca şi îmbinările zonelor disipative, vor avea suficientă capacitate portantă pentru a permite curgerea părţilor disipative. Dintre regulile de detaliere se prezintă următoarele:

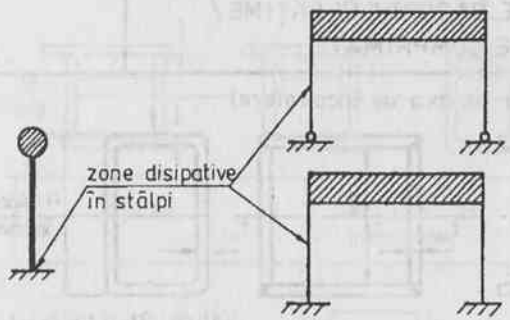
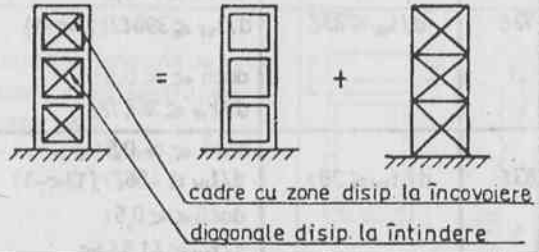
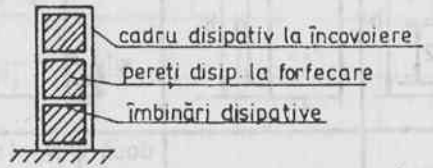
Pentru elementele comprimate trebuie să se asigure o ductilitate locală suficientă. Aceasta se realizează prin valori adecvate ale raportului lăţime/grosime şi prin distribuţia tensiunilor. După aceste valori, EC 3 diferenţiază trei clase pentru tălpile şi inima profilului dublu T cât şi pentru pereţii secţiunilor tubulare, tabelul 5.10. Cu cât grosimea tălpii este mai mare, raportul, lăţime/grosime este mai mic şi clasa de ductilitate este mai avantajoasă.

Tabelul 5.9

Coeficienți de comportare pentru structuri din oțel

a) Cadre rezistente la încovoiere $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.10$ $\quad \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.20$  	$q = 5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ *)
b) Cadre contravântuite centric Contravântuire diagonală  	$q = 4$
Contravântuire în V  	$q = 2$
Contravântuire în K  	$q = 1$
c) Contravântuire excentrică $\quad \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \approx 1.10$  	$q = 5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ *)

Tabelul 5.9 (continuare)

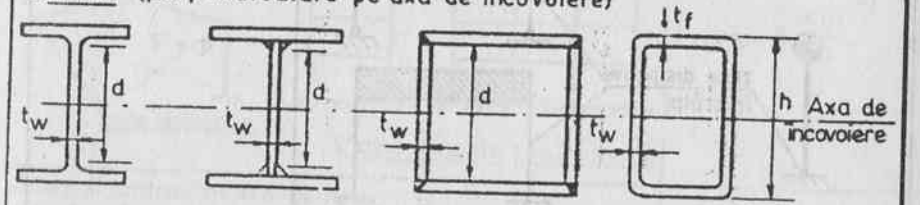
d) Structuri în consolă  	$q = 2$
e) Structuri cu miezuri din beton armat ori pereți și stâlpi din oțel 	
f) Structuri duale  	$q = 5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ *)
g) Structuri mixte (cadru din oțel cu panouri din b. a. sau zidărie înrămată)  	$q = 2$

Tabelul 5.10

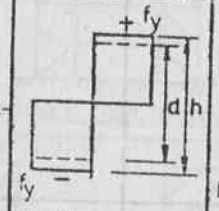
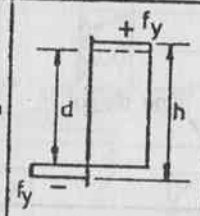
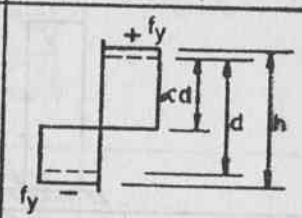
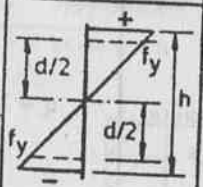
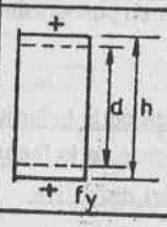
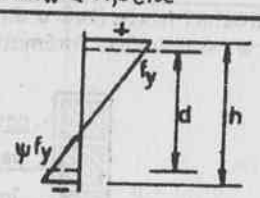
Clase de ductilitate pentru secțiuni

VALORILE MAXIME ALE RAPORTULUI LĂȚIME / GROSIME LA ELEMENTE COMPRIMATE

a) INIMI (perpendiculare pe axa de încovoiere)

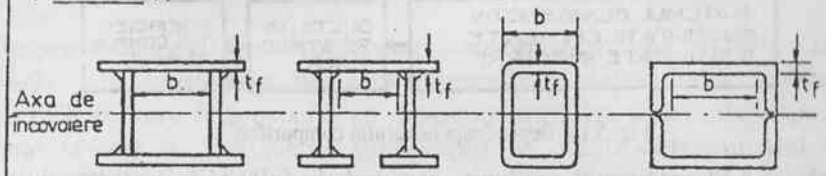


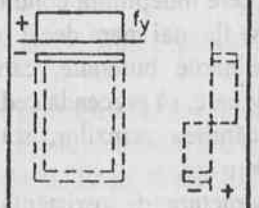
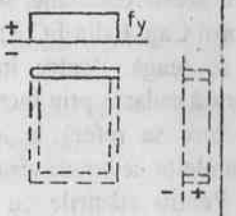
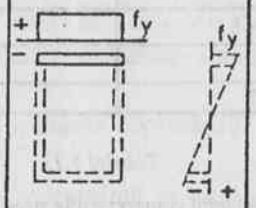
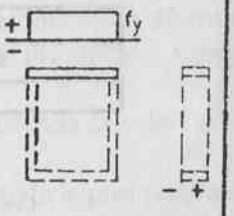
$d = h - 3t$ $[t = t_f = t_w]$

Clasa	Inima supusă la încovoiere	Inima supusă la compresiune	Inima supusă la încovoiere și compresiune
Distribuția tensiunii pe element (+ = compresiune)			
1	$d/t_w \leq 72\varepsilon$	$d/t_w \leq 33\varepsilon$	dacă $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ dacă $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 36\varepsilon/\alpha$
2	$d/t_w \leq 83\varepsilon$	$d/t_w \leq 38\varepsilon$	dacă $\alpha > 0{,}5$: $d/t_w \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ dacă $\alpha < 0{,}5$: $d/t_w \leq 41{,}5\varepsilon/\alpha$
Distribuția tensiunii în element (+ compresiune)			
3	$d/t_w \leq 124\varepsilon$	$d/t_w \leq 42\varepsilon$	dacă $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42\varepsilon/(0{,}67 - 0{,}33\psi)$ dacă $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

Tabelul 5.10 (continuare)

b) TĂLPI (paralele cu axa de încovoiere)



Clasa	Tipul	Secțiunea în încovoiere	Secțiunea în compresiune
	Distribuția tensiunii în element și pe secțiunea transversală (+ = compresiune)		
1	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)/t_f \leq 33\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Alte secțiuni	$b/t_f \leq 33\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$
2	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)/t_f \leq 38\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Alte secțiuni	$b/t_f < 38\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$
	Distribuția tensiunii în element și pe secțiunea transversală (+ = compresiune)		
3	Secțiuni tubulare laminate	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$	$(b-3t_f)/t_f \leq 42\varepsilon$
	Alte secțiuni	$b/t_f \leq 42\varepsilon$	$b/t_f \leq 42\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

f_y	235	275	355
ε	1	0,92	0,81

Ductilitatea elementelor şi ductilitatea îmbinărilor determină ductilitatea structurii, iar aceasta permite alegerea coeficientului comportării, fig. 5.11.

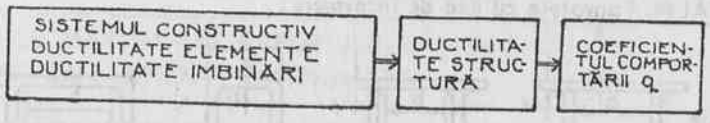


Fig. 5.11. Dependenţa factorului comportării.

Tabelul 5.11 recomandă secţiunile care trebuie folosite în vederea obţinerii coeficientului comportării structurilor disipative. Îmbinările în zonele disipative vor fi suficient de puternice pentru a permite curgerea părţilor care se îmbină. Aceste îmbinări trebuie realizate în soluţie sudată cu cordoane de sudură pătrunse. Pentru aceste cordoane, se cere îndeplinită condiţia: rezistenţa îmbinării (calculată conform Cap. 6 din EC.3) să fie mai mare decât rezistenţa la curgere a elementului care se leagă. Pentru îmbinările bulonate, care lucrează la forfecare, trebuie asigurată cedarea prin încovoiere, să preceadă cedarea prin forfecare. Alte reguli de proiectare se referă la alcătuirea grinzilor, stâlpilor, a îmbinărilor riglă-stâlp, diagonalelor de contravântuire etc.

Pentru clădirile cu structura de rezistenţă din oţel, tabelul 5.12 prezintă recomandări pentru nivelul de ductilitate al structurii, tipul structural şi factorul comportării.

Tabelul 5.11

Factorul comportării şi cerinţa de ductilitate pentru elemente

Factorul comportării	Clasa secţiunii transversale
5 – 6	clasa 1
3 – 4	clasa 2
2	clasa 3

Tabelul 5.12

Coeficientul comportării la structuri din oţel

Nivel ductilitate-clasa	Felul structurii	Sistemul constructiv	Factorul comportării
Zero	Nedisipativă Model elastic	Oricare tip structural	$q = 1$
1	Disipativă	Cadre, Cadre contravântuite, Structuri cu zăbrele	$q = 5 - 6$
2	Disipativă	Cadre contravântuite, Cadre necontravântuite, Structuri cu zăbrele, Cadre cu contravântuiri excentrice	$q = 3 - 4$
3	Disipativă	Cadre necontravântuite, Cadre contravântuite, Structuri cu zăbrele, Contravântuiri excentrice	$q = 2$

5.6. NORMATIV PENTRU PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CONSTRUCŢIILOR DE LOCUINŢE SOCIAL-CULTURALE AGROZOOTEHNICE ŞI INDUSTRIALE INDICATIV P 100-92

Prezentul normativ are ca predecesori Normativele P13-61, P13-70, P100-81 şi P100-91. Sub actuala redactare codul românesc a adoptat ideile de bază ale codului EC8 pe care le-a acordat cu condiţiile specifice teritoriului României. Examenul la care au fost supuse construcţiile cu ocazia **cutremurului de la 4 martie 1977** a permis deducerea unui set cuprinzător de concluzii privind proiectarea, execuţia şi întreţinerea construcţiilor. În cele ce urmează se prezintă elementele specifice acestei norme.

5.6.1. METODE DE PROIECTARE

Codul românesc de proiectare antiseismică prevede două metode care se diferenţiază după:

a) modelarea acţiunii seismice prin spectrul acceleraţiei sau accelerogramă;

b) modelarea construcţiei prin model plan sau model spaţial;

c) comportarea materialului elastic liniar şi/sau elastic neliniar.

Aceste metode sunt:

Metoda A. Metoda curentă de proiectare cu următoarele însuşiri:

Modelul dinamic al construcţiilor poate fi un model plan sau un model spaţial cu comportare liniar elastică. Acţiunea seismică se introduce prin forţele de inerţie obţinute pe seama spectrului acceleraţiilor. Ele se aplică static. Depăşirea capacităţii portante a unor secţiuni, se dirijează înspre formarea unor mecanisme aşteptate. Eforturile de la extremităţile unor elemente se majorează în raport cu valorile rezultate din calculul structural. În acest fel, diagramele de eforturi pe elementele structurale sunt cele asociate mecanismului de plastificare. Cerinţele fundamentale care se verifică sunt:

i) condiţia de rigiditate - prin limitarea deplasărilor laterale la valori admise (starea limită de serviciu);

ii) condiţia de ductilitate care se exprimă în mod implicit prin satisfacerea condiţiilor impuse în alcătuirea elementelor şi a secţiunilor.

Metoda B. Metodă aplicată unor construcţii de importanţă deosebită şi celor de mare repetabilitate. Modelul dinamic al construcţiilor poate fi plan şi/sau spaţial cu comportare neliniară. Acţiunea seismică se introduce prin forţe convenţionale de inerţie, obţinute într-un proces biografic, care se aplică static. De asemenea, acţiunea seismică se poate introduce printr-o accelerogramă la aceleaşi modele cu comportare dinamică neliniară. Cerinţele fundamentale care se verifică sunt:

i) starea limită ultimă prin stabilirea mecanismului de plastificare al structurii;

ii) starea limită de serviciu prin limitarea deplasărilor anumitor puncte.

5.6.2. FORȚE SEISMICE ORIZONTALE

Forțele seismice orizontale se determină în cadrul unui mod de oscilație precizat pe seama unui spectru de răspuns al accelerației. Se practică metoda indirectă de calcul a forțelor seismice. Rezultanta S_r încărcării seismice orizontale indirectă de calcul a forțelor seismice, care acționează structura în modul r de oscilație, se exprimă prin:

$$S_r = C_r G \tag{5.20}$$

în care C_r este coeficientul seismic global corespunzător modului r, iar G este rezultanta încărcărilor gravitaționale. Coeficientul seismic global se exprimă prin:

$$C_r = \varepsilon_r S_a/g \tag{5.21}$$

în care ε_r este coeficientul de echivalență (factorul de participare modală) corespunzător modului r de oscilație și S_a/g este un spectru convențional al accelerației.

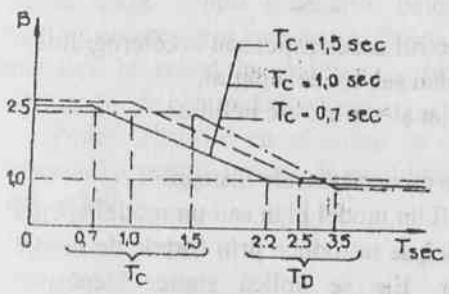


Fig. 5.12. Spectrul elastic al terenului.

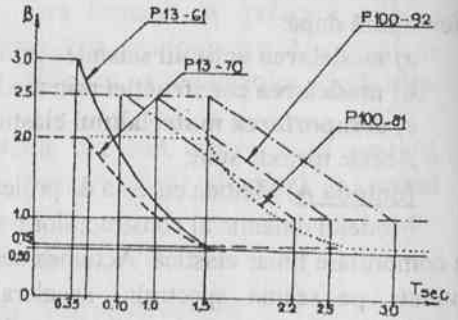


Fig. 5.13. Evoluția în timp a coeficientului dinamic la norma românească.

El se construiește pe spectrul elastic normalizat S, din fig. 5.12, care este mai simplu decât același spectru indicat de EC8. Pe acest spectru se grefează:

– **coeficientul intensității seismice** $K_s = a_N/g$ sau coeficientul zonei seismice. El arată mărimea vârfului accelerației seismice într-un amplasament. Fig. 1.5 redă zonarea seismică a teritoriului României pe baza scării MSK, iar în tabelul 5.13, sunt redate valorile coeficientului zonei seismice.

Tabelul 5.13

Coeficientul zonei seismice K_s

Zona	A	B	C	D	E	F
Intensitate MSK	9	8 1/2	8	7 1/2	7	6 1/2
K_s	0,32	0,25	0,20	0,16	0,12	0,08

– **factorul social** derivat din clasa de importanță a construcției cuantificat ca și la EC8 notat însă cu α, și redat în tabelul 5.1. Includerea clădirilor în clase de importanță la protecția antiseismică este reprodusă în tabelul 5.14.

Tabelul 5.14

Includerea clădirilor în clase de importanță – Extras

Clasa I	Construcții de importanță vitală pentru societate a căror funcționalitate în timpul cutremurului și imediat după cutremur trebuie să se asigure integral: – spitale, stații de salvare, stații de pompieri; – clădiri pentru unități administrative, centrale, județene, cu rol de decizie în organizarea măsurilor de urgență după cutremur; – clădiri pentru comunicații de interes național și județean; – unități de producere a energiei electrice din sistemul național; – clădiri care adăpostesc muzee de importanță națională.
Clasa II	Construcții de importanță normală – construcții care nu fac parte din clasele I, II sau IV: – celelalte clădiri din domeniul ocrotirii sănătății; – școli, creșe, grădinițe, cămine pentru. Copii handicapați ori pentru bătrâni; – clădiri care adăpostesc aglomerații de persoane: săli de spectacole artistice și sportive, biserici, centre comerciale; – clădiri care adăpostesc valori artistice, istorice, științifice deosebite; – clădiri și instalații industriale care prezintă riscuri de incendii sau degajări de substanțe toxice; – clădiri industriale care adăpostesc echipamente de mare valoare.
Clasa III	– clădiri de locuit, hoteluri, cămine. – construcții industriale și agrozootehnice
Clasa IV	Construcții de importanță redusă: – construcții agrozootehnice de importanță redusă: sere, construcții parter pentru creșterea animalelor și păsărilor; – construcții de locuit parter sau parter și etaj; – alte construcții civile și industriale care adăpostesc bunuri de mică valoare și în care lucrează un personal restrâns.

– **coeficientul de amplificare dinamică** β_r în modul r de oscilație. Acest coeficient are valoarea maximă 2,5 pentru o durată violentă a cutremurului de 20–60 secunde cu probabilitatea 70–80% de a nu fi depășită valoarea maximă. Din punct de vedere al amplasamentelor, teritoriul României a fost divizat în 3 clase, fig. 1.6. Aceste clase se diferențiază prin așa-numita perioadă de colț T_c care ia valorile 0,7 sec, 1,0 sec și 1,5 sec. Expresia coeficientului dinamic este exprimată analitic prin:

$$\beta_r = \begin{cases} 2.5 & T_r \le T_c \\ 2.5-(T-T_c) \ge 1.0 & T_c < T_r \le T_D \end{cases} \tag{5.22}$$

iar alura grafică este prezentată în fig. 5.12. Pentru perioada de colț a se vedea paragraful 2.3.9. Factorul dinamic a fost supus tot timpul modificării cu fiecare cutremur devastator. Istoria acestui coeficient redă istoria cutremurelor catastrofale din România iar fig. 5.13 prezintă evoluția graficului acestui coeficient. În cadrul normativului românesc, spectrul de răspuns elastic al accelerației se exprimă:

$$S_a = K_s \beta_r \cdot g. \tag{5.23}$$

Alura spectrului imită spectrul normalizat cu ordonatele amplificate cu $K_s g$. Spectrul de proiectare pentru o construcție într-un amplasament precizat are forma:

$$S_a = \alpha\, K_s \beta_r\, \psi\, g, \tag{5.24}$$

unde intervine coeficientul α al clasei de importanță a construcției și un coeficient de reducere notat cu ψ. Acesta din urmă reduce efectul acțiunii seismice întrucât construcția are rezerve de capacitate portantă furnizate de gradul nedeterminării statice ca și rezerve de absorbție a energiei seismice induse datorită ductilității materialului. Valorile lui sunt redactate în tabelul 5.15.

Tabelul 5.15

Coeficientul de reducere al acțiunii seismice

Indicativ	Tipul structurii	Coef. Ψ
A	Structuri din beton armat	0,15 – 0,35
B	Structuri din zidărie	0,25 – 0,30
C	Structuri metalice	0,17 – 0,65

5.6.3. ÎNCĂRCĂRI SEISMICE VERTCALE

Verificarea la acțiuni seismice verticale este necesară pentru acele elemente ale structurii de rezistență pentru care eforturile axiale sunt hotărâtoare la dimensionarea lor: stâlpi, șpaleți de zidărie, tiranți, structuri suspendate; bare la grinzi cu zăbrele etc. Încărcarea seismică verticală se apreciază printr-un procent din încărcarea gravitațională conform relației:

$$S_v = C_v \,.\, G \tag{5.25}$$

Încărcarea seismică verticală se suprapune peste încărcarea gravitațională directă sau eforturile respective, așa cum se arată în tabelul 5.16.

Tabelul 5.16

Coeficienții încărcării seismice verticale C_v

Tipul de element	Încărcarea sau efortul care se modifică	C_v
Elemente cu eforturi axiale predominante (stâlpi, coloane, tiranți)	Efortul axial	$\pm 1{,}0\, k_s$
Grinzi de cadru cu forța tăietoare mare	Forța tăietoare datorită încărcării gravitaționale în secțiunile din vecinătatea stâlpilor	$\pm 1{,}5\, k_s$
Grinzi cu încărcări verticale concentrate mari	Încărcarea concentrată	$\pm 1{,}5\, k_s$
Planșee dală rezemate direct pe stâlpi (fără grinzi)	Forța tăietoare la reazeme (verificarea la străpungere)	$\pm 2{,}0\, k_s$
Console cu deschideri mari sau încărcări gravitaționale mari	Încărcarea gravitațională totală	$\pm 1{,}5\, k_s$

5.6.4. ÎNCĂRCĂRI SEISMICE PENRU ELEMENTE NEPORTANTE

În scopul compartimentării spațiului într-o construcție, sunt prevăzuți pereți despărțitori neportanți. Pentru scopuri de exploatare și întreținere într-o construcție se edifică diferite amenajări. Pe durata unui seism, acestea își pot pierde stabilitatea. De aceea verificarea la acțiunea seismică are ca obiectiv principal asigurarea stabilității elementului împotriva capotării ori a avarierii

Încărcarea seismică totală S_w pentru aceste elemente se determină cu formula:

$$S_w = \alpha \,.\, C_w \,.\, G \tag{5.26}$$

în care G este greutatea elementului considerat, C_w este coeficientul seismic global dat în tabelul 5.17 pentru diferite elemente, iar α este factorul clasei de importanță al clădirii.

5.6.5. SUPERPOZIȚIA EFECTELOR MODURILOR PROPRII DE OSCILAȚIE

Eforturile în structura de rezistență se calculează separat pentru fiecare mod de oscilație. De regulă este suficientă considerarea primelor 3 moduri. Efortul de dimensionare R într-o secțiune a unui element se determină, pe baza superpozițiilor pătratice, cu relația:

$$R = \left[\sum_{r=1}^{3} R_r^2\right]^{1/2} \tag{5.27}$$

în care R_r este efortul (moment încovoietor, forța tăietoare, forța axială) în secțiunea considerată corespunzătoare modului r de oscilație.

Tabelul 5.17

Coeficienți seismici pentru forțele seismice ale elemente nestructurale

Tipul elementului	C_w	Direcția de acțiune a încărcării seismice S_w
Pereți ne portanți	1 k_s	normal pe suprafața peretelui
Parapeți, pereți în consolă, aticuri, calcane	3 k_s	normal pe suprafața elementului
Ornamente interioare și exterioare, statui, turnulețe și coșuri de fum de înălțime redusă	4 k_s	orice direcție
Cornișe și alte console de importanță redusă, rezervoare amplasate pe construcții	2,5 k_s	orice direcție

5.6.6. ASOCIEREA ÎNCĂRCĂRII SEISMICE ÎN GRUPĂRI DE ÎNCĂRCĂRI

Încărcarea seismică face parte din încărcările excepționale. Conform prevederilor STAS 10101/IA–77 încărcarea seismică se include în grupările speciale. Încărcarea seismică se asociază cu:

1) Încărcările gravitaționale de nivel inclusiv cele date de mijloacele de transport, și se consideră numai fracțiunea de lungă durată. De regulă încărcarea

gravitațională se ia dintr-o singură ipoteză de dispunere pe planșee și anume cea care conduce la masa inerțială maximă pe toată construcția. Încărcările se introduc cu valorile lor normate.

2) Încărcări cu caracter static cvasipermanente provenite din procesul tehnologic: presiuni în conducte și recipienți, forțe orizontale de întindere a benzilor transportoare ș.a. Aceste încărcări se majorează cu coeficienții de supraîncărcare ai grupării speciale.

Nu se asociază cu acțiunea seismică, acțiunea vântului, frânarea podurilor rulante, frânarea cărucioarelor podurilor rulante, forțele de inerție orizontale corespunzătoare încărcărilor utile ale podurilor rulante cu suspensie flexibilă (cu cabluri), încărcările corespunzătoare unor deformații împiedicate (variația de temperatură, contracția betonului).

Capitolul 6

PROTECȚIA ANTISEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR

6.1. CONCEPTUL ENERGETIC ÎN RĂSPUNSUL SEISMIC AL STRUCTURILOR

Pe timpul evenimentului seismic, mișcarea terenului produce mișcarea bazei de rezemare a clădirii. Fundația transmite mișcarea construcției. Aceasta execută o mișcare oscilatorie întreținută, iar după încetarea seismului, execută oscilații libere amortizate. Acțiunea seismică trebuie considerată ca un proces continuu de alimentare cu energie a structurii de către teren prin intermediul fundației. În desfășurarea acestui proces, se realizează un bilanț energetic care conține: energia indusă în structură E_{ind}, energia absorbită de structură E_{abs} și energia restituită terenului E_r

$$E_{ind} - E_r = E_{abs}. \tag{6.1}$$

Energia absorbită de structură se regăsește în: energia cinetică E_c a construcției aflată în mișcare, energia potențială E_p a elementelor deformate elastic, energia disipată E_d (consumată) prin deformații remanente (fisuri, crăpături, exfolieri, flambări de bare, voalări, ruperi, capotări). Toate aceste forme de energie constituie energia capabilă a structurii E_{cap}. Se poate astfel retranscrie relația bilanțului energetic:

$$E_{ind} - E_r = E_c + E_p + E_d = E_{cap}. \tag{6.2}$$

Cantitatea de energie indusă în structură este în directă legătură cu forțele seismice care se dezvoltă. Energia capabilă reflectă posibilitățile de deformare elastică (E_p, E_c) ale structurii, dar și capacitatea de deformare elastoplastică (E_d). Considerentele de mai sus permit intuirea a două modalități de concepere a construcțiilor rezistente la cutremur.

Fig. 6.1.Circuitul energiei seismice.

1. O primă modalitate constă în realizarea unor asemenea legături între structură și fundație astfel încât energia intrată în structura E_{ind} să fie cât mai mică.

Cu alte cuvinte, circuitul energetic: teren-fundație-structură-fundație-teren, se scurtcircuitează devenind teren-fundație-teren, fig. 6.1. Construcțiile realizate în conformitate cu aceasta, se cunosc sub denumirea de clădiri cu sisteme de protecție seismică de izolare a bazei. Principalele mijloace de obținere a sistemului de izolare seismică sunt: fundațiile cinematice, reazemele elastice, stâlpii pendulari.

2. O a doua modalitate de realizare a construcțiilor rezistente la cutremur, operează prin mărirea energiei capabile. În mărimea energiei capabile, aportul cel mai mare trebuie să-l aibă energia disipată E_{ab}. Numai în acest fel, energia cinetică (deci și forțele de inerție) va avea o mărime redusă. Din aceste considerente decurg următoarele:

a) Sporirea energiei capabile prin echiparea acesteia cu disipatori de energie. Disipatorul se activează pe timpul evenimentului seismic și consumă din energia intrată în structură. Activarea disipatorilor constă în forțarea lor să efectueze lucru mecanic de deformație elastică sau remanentă.

b) Scheletul portant se realizează astfel ca să consume mai multă energie indusă. Acest consum se obține prin formarea articulațiilor plastice. În consecință, structura se proiectează astfel ca la un anumit nivel al forțelor seismice să se plastifice diferite secțiuni. De regulă, aceste elemente trebuie să fie orizontale pentru evitarea capotării.

6.2. PROTEJAREA SEISMICĂ A CONSTRUCȚIILOR

Sistemele de protecție seismică sunt achiziții relativ noi în Ingineria seismică, scopul lor fiind de a reduce impactul cutremurelor asupra construcțiilor cu ajutorul unor dispozitive speciale. Se practică două feluri de sisteme de protecție seismică, numite activ și respectiv pasiv.

În primul caz, dispozitivele folosite (motoare electrice comandate de computer antrenează vibratori cu excentrici) generează artificial o mișcare cu parametri adaptabili care este de sens contrar mișcării seismice. Mișcarea artificială este de sens contrar mișcării seismice astfel ca să rezulte o deformată a construcției mult mai redusă. Aceste sisteme se compun din dispozitive hidraulice a căror funcționare este comandată electronic, funcție de parametrii mișcării seismice.

Sistemele de protecție pasivă au drept scop să concentreze deformațiile seismice în anumite zone și să consume o parte din energia seismică. Se deosebesc patru feluri de sisteme de protecție pasivă:

1. sisteme de izolare la bază;
2. sisteme de amortizare adăugate;
3. sisteme vibratoare acordate;
4. sisteme cu dispozitive histeretice.

În prezent, cele mai larg folosite sunt dispozitivele de izolare la bază, datorită proiectării simple și a ușurinței de realizat și întreținut. Proprietatea de izolare are drept cauze următoarelor două efecte:

i) creșterea perioadei oscilațiilor naturale;

ii) modul fundamental de oscilație este o deformație de translație a elementelor izolatoare de la bază, structura, practic, este nedeformată iar modurile superioare de oscilație sunt eliminate. Izolarea la bază este de fapt o legătură seismică între construcție și fundație, ea izolează construcția de mișcarea bazei de rezemare. Această legătură conține reazeme și amortizori histeretici astfel acordați încât construcția se încarcă cu forțe orizontale de mărime redusă.

Sistemele de amortizare adăugate îmbunătățesc proprietățile disipative ale structurii fără modificări importante ale rigidității și capacității portante a construcției. Sistemele de amortizare adăugate cauzează o creștere a perioadei oscilațiilor naturale, căreia îi revine un spectru de răspuns al accelerației de mai mică valoare.

Un sistem vibrator este compus dintr-o masă inerțială, un amortizor și un resort adăugat la o construcție și care este bine acordat la frecvența naturală a acesteia. Sistemul reduce cu mult răspunsul seismic în acest domeniu de frecvență, dar nu și la frecvențe învecinate. O construcție poate avea câțiva vibratori acordați la diferite frecvențe, iar răspunsul este similar cu al sistemelor de amortizori adăugați și acordați la excitație de lungă durată.

Dispozitivele histeretice, ori sistemele ascunse, realizează o disipare masivă de energie și acționează ca niște siguranțe fuzibile structurale. Ele limitează forțele seismice în structura de rezistență la un nivel predefinit. Așadar, principalul scop al sistemului ascuns constă în :

i) limitarea forțelor din structură sub nivelul de avarie, fiind siguranțe fuzibile;

ii) concentrarea deformațiilor structurii în aceste dispozitive cu scopul de a disipa cea mai mare parte din energia indusă

6.3. IZOLAREA SEISMICĂ

Izolarea bazei de rezemare a structurii urmărește introducerea în suprastructură a unei cantități mai mici de energie. Datorită acesteia, mișcarea construcției are o dezvoltare redusă și, în consecință, forțele de inerție au intensități mici. Izolarea seismică se constituie ca o problemă de optimizare a cheltuielilor legate de pericolul seismic și oferă avantaje structurilor rigide.

6.3.1. FUNDAȚII CINEMATICE

Fundațiile cinematice se compun din două blocuri – unul inferior și celălalt superior. Între blocuri se inserează un element cu rol de « lagăr ». Acesta, la rândul său, are două balansiere metalice între care se interpun fie rulouri, fig. 6.2, fie bile, fig. 6.3, fig. 6.4, fie elipsoizi fig. 6.5. Modul de lucru al acestor reazeme este următorul:

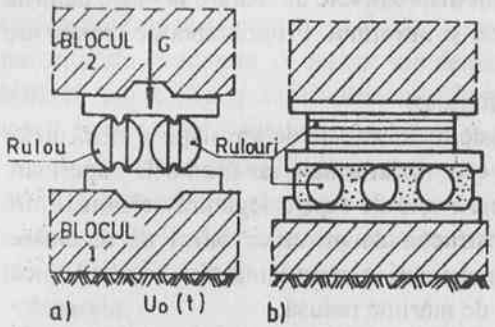


Fig. 6.2. Reazeme cu rulouri cu deplasare: a) pe o direcție; b) pe două direcții.

unda seismică deplasează terenul şi blocul 1 al fundației. Forța de frecare dintre role, bile, elipsoizi şi balansierul inferior fiind relativ mică, este înfrântă şi astfel pământul se mişcă sub construcție. Prin intermediul forțelor de frecare, o cantitate mică de energie pătrunde şi în structură. Clădirea se va mişca, dar cu deplasări, viteze şi accelerații mult reduse față de situația în care clădirea este fără reazeme cinematice. Deci, reazemele cinematice, prin modificarea caracteristicilor dinamice ale ansamblului, reduc energia seismică indusă.

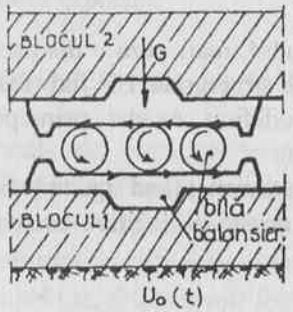


Fig.6.3.Reazem pe bile.

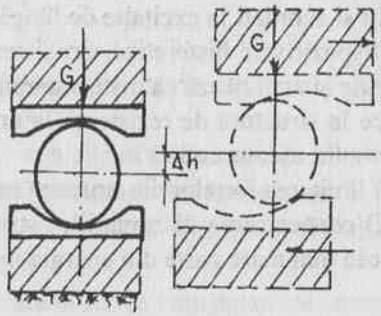


Fig.6.4.Reazem cu revenire.

Creşterea eficacității protecției la asemenea reazeme se obține dacă balansierele au forma din fig. 6.4. Aceasta obligă construcția să-şi ridice centrul de greutate cu mărimea Δh, ceea ce necesită un consum de energie $G.\Delta h$, din energia seismică intrată în structură. Acest lucru mecanic este considerabil dacă se are în vedere greutatea imensă a clădirii.

Reazemele cinematice pe rulouri permit deplasări unidirecționale, fig. 6.2 a, bidirecționale, fig. 6.2 b. Ele nu permit readucerea structurii în poziția inițială. Reazemele pe sfere, fig. 6.3, permit deplasarea pe orice direcție fără posibilitatea ocupării poziției inițiale. Acest neajuns se înlătură în cazul reazemului pe sfere din fig. 6.4. Un reazem cinematic cu deplasarea pe orice direcție şi cu posibilitatea de readucere a suprastructurii în poziție inițială,

este acela cu elipsoizi, fig. 6.5, fig. 6.6. Reazemul lucrează şi ca disipator energetic prin ridicarea centrului de greutate al suprastructurii, şi scurtcircuitează circuitul energiei seismice. Dacă forța de frecare din « lagăr » este mică, construcția poate reacționa la seisme de mică intensitate şi la acțiunea vântului. Dacă forța de frecare este prea mare, apare pericolul de nefuncționare a sistemului de protecție chiar la mişcări seismice puternice.

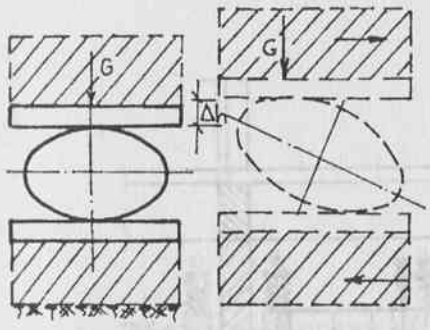


Fig. 6.5. Reazem pe elipsoid.

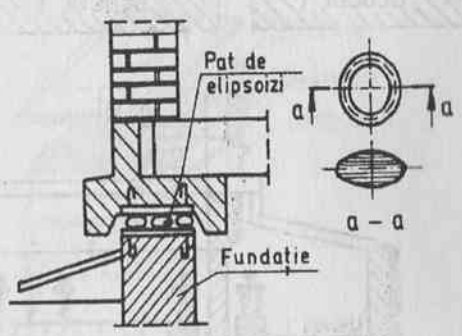


Fig. 6.6. Fundație pe elipsoizi.

6.3.2. CONSTRUCȚII PE REAZEME ELASTICE

Principiul de funcționare al acestui sistem de izolare, constă în interpunerea unui baraj, disipator de energie între fundație şi suprastructură. Acest baraj consumă o mare parte din energia seismică indusă prin deformații elastice.

Introducerea între construcție şi fundație a unor reazeme elastice – pachete de cauciuc, resoarte metalice are ca efecte:

1) izolarea suprastructurii de fluxul energiei seismice purtat de unde;

2) readucerea structurii la poziția inițială;

3) creşterea perioadei proprii a oscilațiilor libere şi, în consecință, reducerea forțelor de inerție.

6.3.3. SISTEME DE IZOLARE CU RESOARTE METALICE

La acest sistem,fundația construcției se realizează din două corpuri separate printr-o folie de p.v.c., fig. 6.7 a. Prin comprimarea resoartelor, corpul *2* al fundației se desprinde de corpul *1* şi rămâne suspendat. Pe blocul 2, se dezvoltă suprastructura. Mişcarea seismică agită terenul şi blocul *1* al fundației Suprastructura primeşte o cantitate mică de energie dezvoltată de resoarte. În fig. 6.8 se arată o clădire realizată pe resoarte metalice.

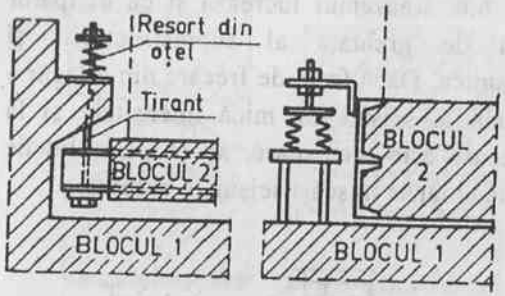


Fig. 6.7. Fundații cu arcuri metalice.

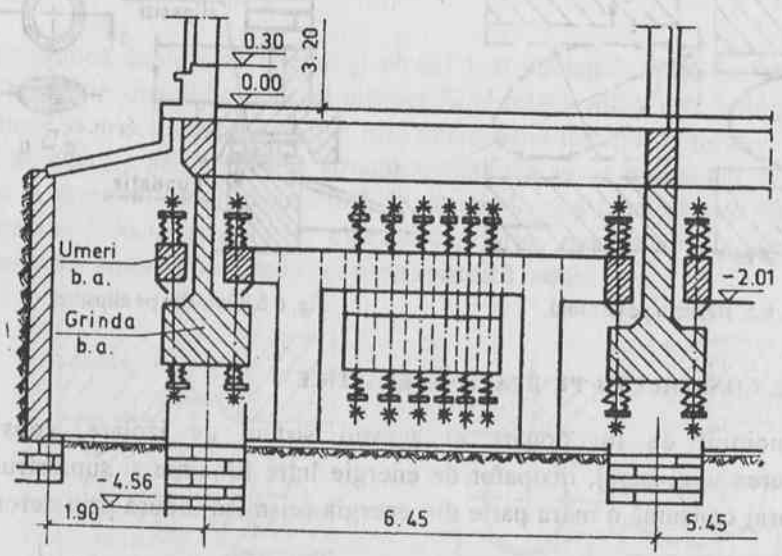
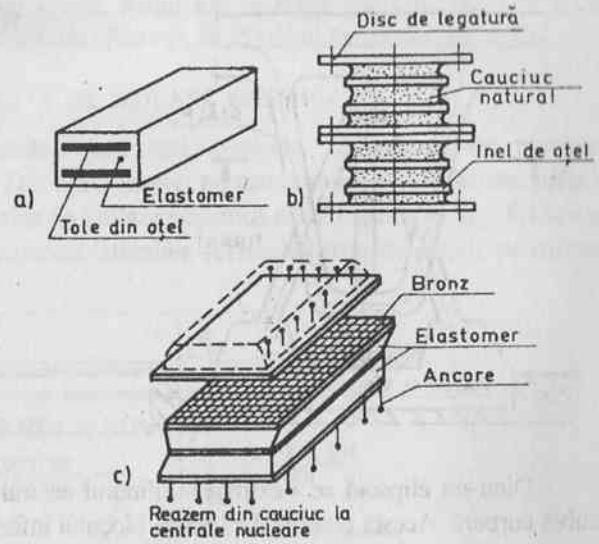


Fig. 6.8. Clădire suspendată pe arcuri metalice.

6.3.4. SISTEME DE IZOLARE PE RESOARTE DIN CAUCIUC

Reazemele din cauciuc au început să fie curent folosite la construcțiile care necesită protecție seismică totală cum ar fi: centralele atomo-electrice, construcții vitale, monumente istorice. Reazemele din cauciuc, folosite la izolarea seismică, trebuie să fie flexibile pentru a transmite o cât mai mică energie, dar și rigide pentru a prelua încărcările verticale. Elasticitatea este conferită de cauciucul natural, fig. 6.9 b, sau artificial, elastomer, fig. 6.9 a,c, vulcanizat pe o armătură din inele sau discuri de oțel cu rol de rezistență. Prin alcătuirea lor, aceste reazeme izolează construcțiile la acțiuni seismice verticale, dar și laterale. De asemenea, ele permit revenirea structurii la poziția inițială. În România, se folosesc reazeme elastice din neopren la poduri cu deschiderea maximă de 30 m. Aceste reazeme sunt sub forma unor paralelipipezi armați cu inserții metalice.

Fig. 6.9. Reazeme din cauciuc.



6.3.5. SISTEME DE IZOLARE PE STÂLPI PENDULARI

Stâlpii pendulari situați între fundație și suprastructură, constituie un element de scurtcircuit al fluxului energiei seismice. Ei sunt astfel alcătuiți încât permit mișcarea pământului, a fundației sub construcție, fără ca aceasta să sufere deplasări

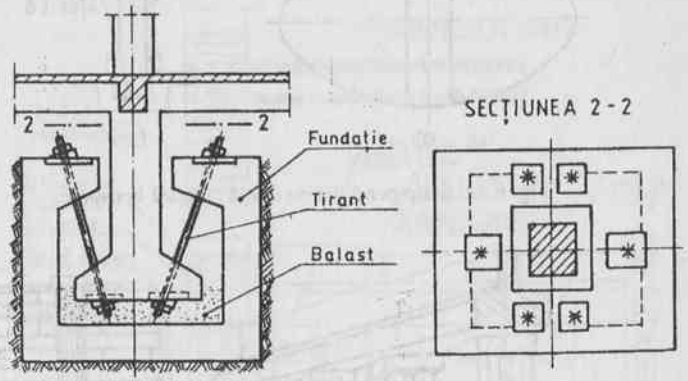


Fig. 6.10. Stâlp pendular scurt.

mari. Stâlpii pendulari, pot fi alcătuiți în diferite configurații, fig. 6.10, fig. 6.11. În fapt construcția se descarcă prin intermediul unor tiranți pe fundații și acestea se descarcă pe teren. Tiranții sunt principalul element care permite mișcarea fundațiilor sub construcție. Pentru a spori consumul de energie, incintele de la fundații se umplu parțial cu balast pentru ca în timpul seismului să se consume energie pentru învingerea frecării. O variantă de stâlp pendular este ilustrată în fig. 6.12.

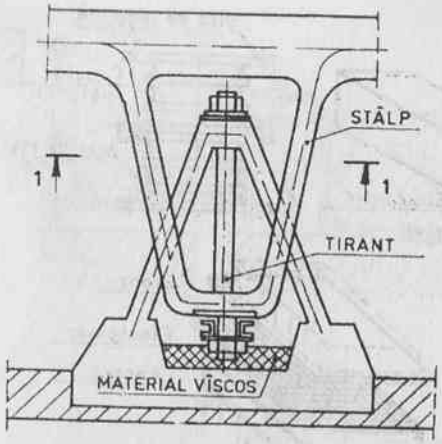


Fig. 6.11. Model de stâlp pendular.

Dintr-un elipsoid se «extrage» cilindrul central ale cărui capete au suprafața cu dublă curbură. Acesta permite deplasarea blocului inferior al fundației față de construcția ce se înalță deasupra. Stâlpii cu această configurație pot fi folosiți la nivelul parterului.

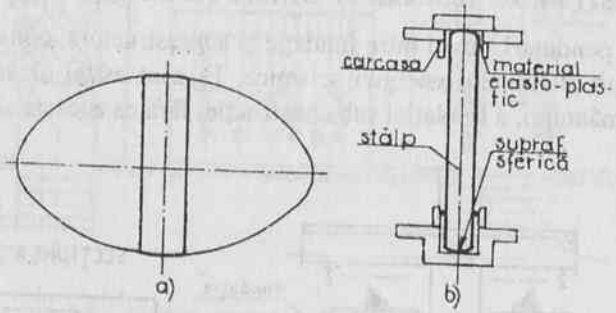


Fig. 6.12. Stâlp pendular cu dublă curbură la capete.

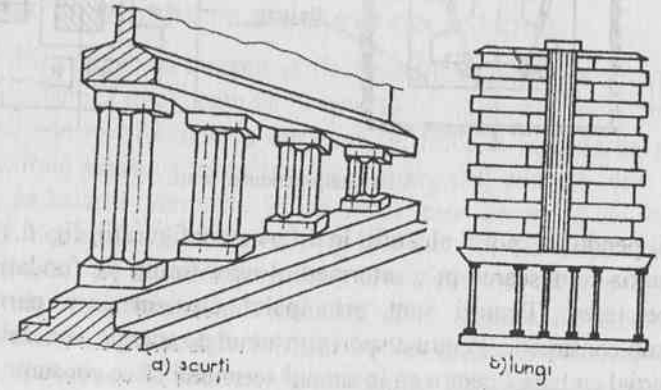


Fig. 6.13. Structuri cu stâlpi pendulari.

În această situație lungimea lor crește. Rolul lor pe lângă acela de baraj protector antiseismic se completează cu acela de eficiență, fiind stâlpii parterului, fig. 6.13.

6.3.6. SISTEME COMBINATE DE IZOLARE SEISMICĂ

Izolarea seismică constituie cea mai eficientă posibilitate de protejare antiseismică a construcțiilor. Din acest motiv, pe mapamond, s-au practicat diferite variante. Combinarea sistemelor de izolare seismică este ilustrată în fig. 6.14, care permite protecția clădirii la acțiunea laterală a seismului prin reazemele pe rulouri.

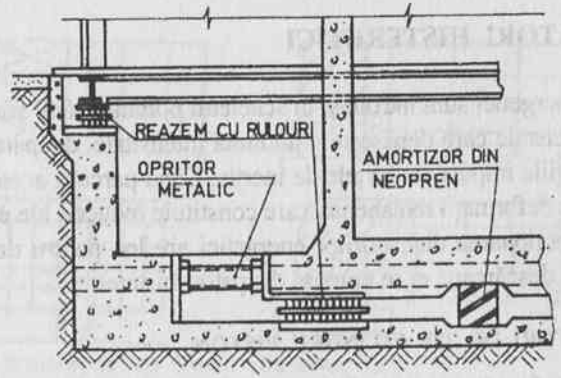


Fig. 6.14. Sisteme combinate de protecție seismică.

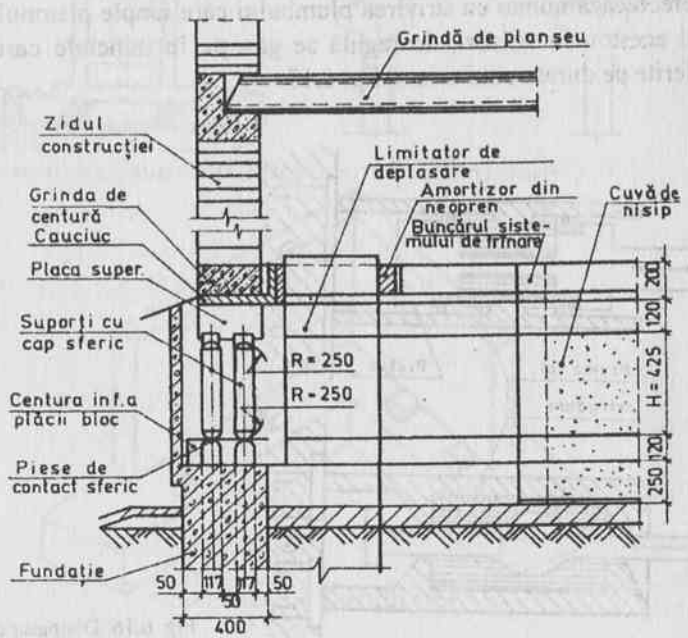


Fig. 6.15. Clădire cu sisteme combinate de protecție seismică.

La acțiunea verticală lucrează reazemele de neopren, a căror funcție este și aceea de a aduce construcția în poziția inițială. În fig. 6.15 se prezintă o construcție care se descarcă pe stâlpi pendulari scurți. În subsolul clădirii s-a conceput o cuvă din beton armat, suspendată de grinzile planșeului și umplută cu nisip. Centrul de greutate al cuvei se află sub linia capetelor superioare ale stâlpilor pendulari. Aceasta dă stabilitate construcției încă din faza lucrărilor infrastructurii. Pe timpul evenimentului seismic, cuva consumă o mare parte din energia seismică indusă și reduce deplasările exagerate ale bazei de rezemare.

6.4. DISIPATORI HISTERETICI

Disipatorii energetici sunt introduși în scheletul portant având și rol de rezistență. La un eveniment seismic care depășește o anumită intensitate, disipatorii sunt obligați să urmeze deformațiile impuse de forțele de inerție. Când parcurg aceste deformații, în disipatori se produc deformații remanente, care constituie reduceri ale energiei seismice induse. Întrucât funcționarea disipatorilor energetici are loc pentru deplasări « du-te-vino », de încărcare descărcare, ei se numesc disipatori histeretici.

6.4.1. DISIPATORI DE TIP CILINDRU PISTON

Principiul de funcționare al disipatorului din fig. 6.16 este următorul: la deplasarea relativă a corpului *1* față de 2 are loc deplasarea pistonului în cilindru. Aceasta se efectuează numai cu strivirea plumbului care umple pistonul. Locul de amplasare al acestor amortizori, de regulă se găsește în punctele care pot avea deplasări diferite pe durata unui seism, fig. 6.17.

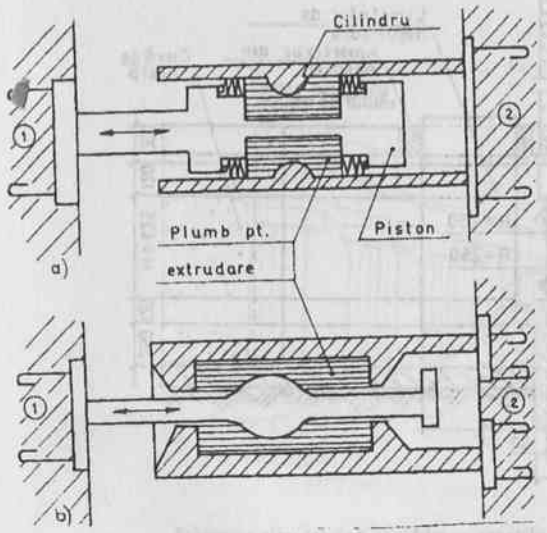


Fig. 6.16. Disipator de tipul cilindru – piston.

Un alt model de disipator histeretic cilindru-piston folosește ulei mineral care, la deplasarea pistonului, este obligat să treacă din fața pistonului în spatele acestuia ori invers, printr-o rețea de microcanale zigzagate care parcurg pistonul, ceea ce necesită consum de energie. Acest tip se cunoaște sub numele de disipator oleodinamic.

6.4.2. DISIPATORI HISTERETICI DIN OȚEL

Așezate între puncte care în timpul cutremurului au deplasări diferite, bare de oțel de diferite secțiuni, pot fi solicitate elastic la încovoiere, răsucire etc.

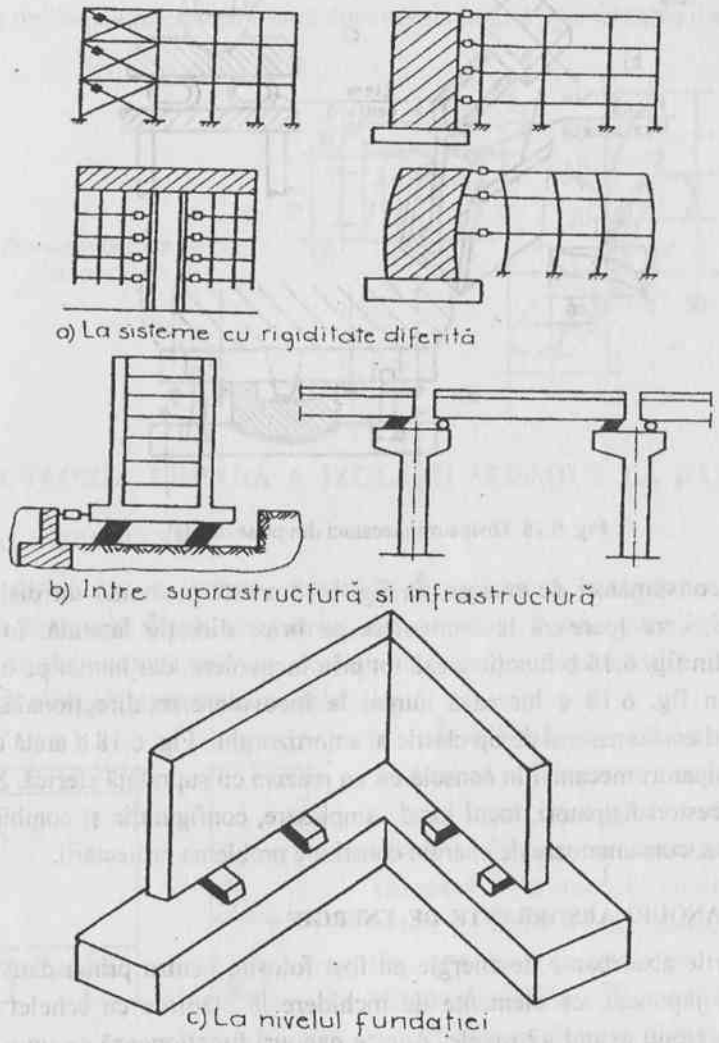


Fig. 6.17. Exemple de amplasarea a disipatorilor histeretici.

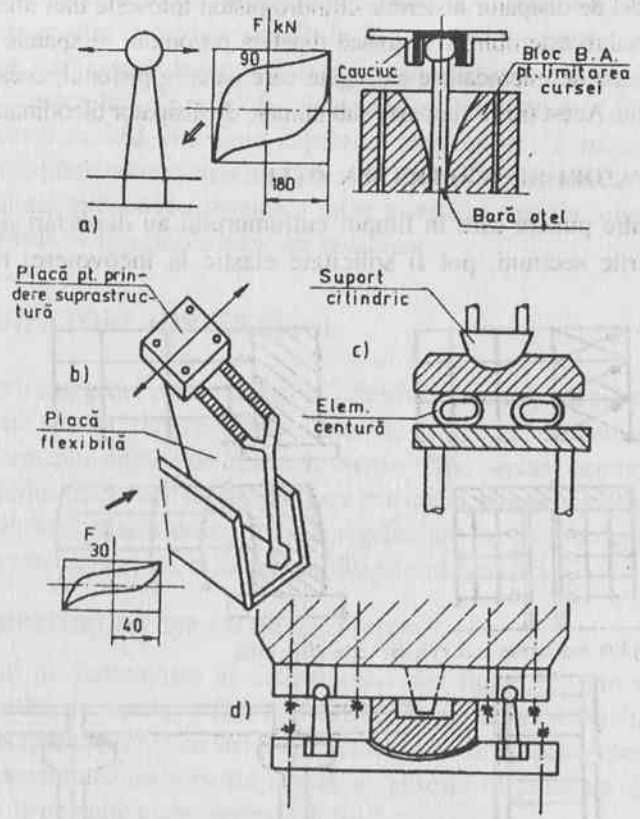


Fig. 6.18. Disipatori mecanici din piese de oțel.

constituind consumatori de energie. În fig. 6.18 a este prezentat un disipator tip bară de oțel, care lucrează la încovoiere pe orice direcție laterală, în schimb, disipatorul din fig. 6.18 b funcționează tot prin încovoiere, dar numai pe o direcție. Montajul din fig. 6.18 c lucrează numai la încovoiere unidirecțională, buclele metalice fiind consumatorul de tip elastic al amortizorului. Fig. 6.18 d arată un sistem combinat disipatori mecanici în consolă cu un reazem cu suprafață sferică. Stabilirea numărului acestor disipatori, locul lor de amplasare, configurația și combinarea lor cu alte sisteme consumatoare de energie constituie problema proiectării.

6.4.3. PANOURI ABSORBANTE DE ENERGIE

Panourile absorbante de energie au fost folosite pentru prima dată de către constructorii japonezi, ca elemente de închidere la clădirea cu schelet din oțel Keio, Plazza Hotel având 47 nivele. Aceste panouri funcționează ca un « burete » absorbant de energie. La forțe laterale, panoul se fisurează în toată masa sa și

prezintă diagrama forță-deplasare din fig. 6.19. Având realizate în el niște fante care constituie zonele de amorsare a fisurilor, se cunoaște sub numele de panou slițat. Curba P-Δ evidențiază un consum energetic mult superior panourilor obișnuite care se fisurează pe direcția unei diagonale ori în formă de X. Avantajele panourilor șlițate au fost demonstrate cu ocazia seismelor nipone. Panourile fisurate trebuiesc înlocuite după fiecare seism puternic. Bune proprietăți absorbante de energie la solicitări laterale alternante au dovedit-o panourile de pereți românești, având ca agregat granulitul.

Realizat din fâșii de beton armat fixate în rame (de beton sau metalice) s-a inițiat alt tip de panou care consumă din energia indusă prin frecarea dintre fâșii.

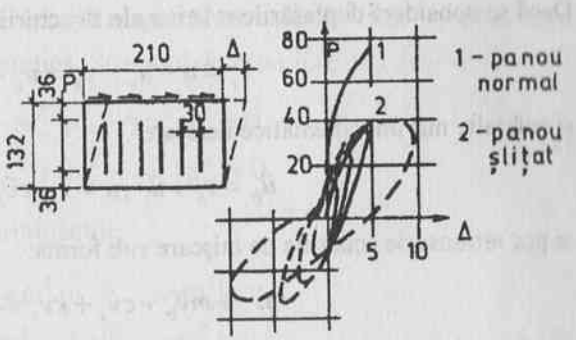


Fig. 6.19. Panouri șlițate din beton armat.

6.5. TEORIA LINIARĂ A IZOLĂRII SEISMICE LA BAZĂ

6.5.1. INTRODUCERE

În marea lor majoritate, sistemele de izolare la bază, au o comportare neliniară de natură fizică, geometrică, ori combinat. Investigarea lor se practică prin liniarizări, echivalente pe porțiuni ale curbei caracteristice obținându-se rigiditatea efectivă și amortizarea echivalentă.

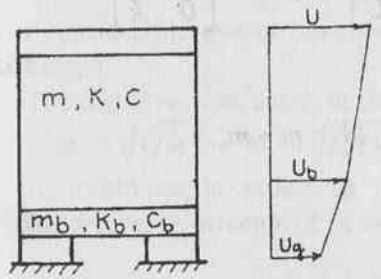


Fig. 6.20. Sistem cu 2 g.l.d.

În cele ce urmează, se va prezenta o analiză elementară pe un model simplu liniar cu 2 g.l.d., având la bază resoarte liniare și amortizare liniar vâscoasă. Parametrii modelului sunt notați pe fig. 6.20. Se consideră forțele de inerție, forțele de amortizare vâscoasă și forțele de reacțiune elastică pe schema modelului dinamic. Apoi se aplică ecuațiile de echilibru dinamic. Se

analizează oscilațiile libere neamortizate, apoi oscilațiile libere amortizate ca, în final, să se discute soluția oscilațiilor întreținute datorită unui input sinusoidal aplicat bazei de rezemare. Oscilațiile cauzate de inputul seismic constituie de fapt problema paragrafului.

6.5.2. ECUAȚII DE MIȘCARE

Ecuațiile mișcării absolute pentru cele 2 g.l.d. sunt:

$$\begin{aligned} &m\ddot{u}+c(\dot{u}-\dot{u}_b)+k(u-u_b)=0 \\ &m\ddot{u}+m_b\ddot{u}_b+c_b(\dot{u}_b-\dot{u}_t)+k(u_b-u_t)=0 \end{aligned} \qquad (6.3)$$

Dacă se consideră deplasările relative ale structurii v_s respectiv ale bazei v_b

$$v_s=u-u_b;\ \ v_b=u_b-u_t \qquad (6.4\text{–}6.5)$$

și celelalte mărimi cinematice derivate:

$$\ddot{u}_b=\ddot{v}_b+\ddot{u}_t\ ;\ddot{u}=\ddot{v}_s+\ddot{v}_b+\ddot{u}_t \qquad (6.6\text{–}6.7)$$

se pot retranscrie ecuațiile de mișcare sub forma:

$$m\ddot{v}_s+m\ddot{v}_b+c\dot{v}_s+kv_s=-m\ddot{u}_t$$

$$m\ddot{v}_s+(m+m_b)\ddot{v}_b+c_bv_b+kv_b=-(m+m_b)\ddot{u}_t \qquad (6.3')$$

În vederea unei generalizări ulterioare pentru sisteme cu n g.l.d. se transcrie sistemul în forma matriceală:

$$[M]^*\{V\}^*+[C]^*\{V\}^*+[K]^*\{V\}^*=-[M]^*\{r\}\,U_t \qquad (6.8)$$

unde intervin notațiile cunoscute:

$$[M]^*=\begin{bmatrix}M & m\\ m & m\end{bmatrix}\ ;\ [C]^*=\begin{bmatrix}c_b & 0\\ 0 & C\end{bmatrix}\ ;\ [K]^*=\begin{bmatrix}k_b & 0\\ 0 & k\end{bmatrix}$$

$$\{V\}^*=\begin{Bmatrix}v_b\\ v_s\end{Bmatrix}\ ;\ \{r\}^*=\begin{Bmatrix}1\\ 0\end{Bmatrix}\ ;\quad M=m+m_b \qquad (6.9)$$

6.5.3. MODURI PROPRII DE OSCILAȚIE

Oscilațiile libere neamortizate ale sistemului sunt date de cele două moduri: $(\{\varphi_n\},\omega_n)$, $n=b,s$ care verifică sistemul:

$$[M]^*\{\ddot{V}\}^*+[K]^*\{V\}^*=\{0\} \qquad (6.10)$$

sau:

$$-\omega_n^2\begin{bmatrix}M & m\\ m & m\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_b\\ \phi_s\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}k_b & 0\\ 0 & k\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_b\\ \phi_s\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0\\ 0\end{Bmatrix} \qquad (6.10)$$

Se introduc notațiile:

$$\frac{m}{M}=\frac{m}{m+m_b}=\gamma,\qquad \frac{k_b}{M}=\omega_b^2,\qquad \frac{k}{m}=\omega_s^2 \qquad (6.11\text{–}6.1$$

unde: ω_b,ω_s sunt pulsațiile ale bazei, respectiv structurii, dacă se conside sisteme cu un grad de libertate dinamică. Sistemul de ecuații (6.10) devine:

$$\begin{cases}(\omega_b^2-\omega_n^2)\varphi_b^2-\gamma\omega_n^2\varphi_s^2=0\\ -\omega_n^2\varphi_b^2+(\omega_s^2-\omega_n^2)\varphi_s^2=0\end{cases} \qquad (6.1$$

Soluția problemei rezultă din determinantul:

$$\det\begin{vmatrix}\omega_b^2-\omega_n^2 & -\gamma\omega_n^2\\ -\omega_n^2 & \omega_s^2-\omega_n^2\end{vmatrix}=0 \qquad (6.1$$

sau ecuația: $(1-\gamma)\omega_n^4-(\omega_b^2+\omega_s^2)\omega_n^2+\omega_b^2\omega_s^2=0$.

Pulsațiile celor două moduri de oscilații sunt:

$$\omega_{1,2}^2=\frac{\omega_b^2+\omega_s^2\pm\sqrt{(\omega_b^2+\omega_s^2)-4(1-\gamma)\omega_b^2\omega_s^2}}{2(1-\gamma)} \qquad (6.1$$

Câteva considerente asupra ordinului de mărime al pulsațiilor sunt necesare această etapă:

i) de regulă $m_b < m$, dar de același ordin de mărime;

ii) $\omega_s=\sqrt{k/m}\ >>\ \omega_b=\sqrt{k_b/M}$

iii) avându-se în vedere că frecvența suporților de izolare f_b este mu inferioară frecvenței structurii f_s ($f_b << f_s$) se definește mărimea:

$$\varepsilon=(\omega_b/\omega_s)^2=(f_b/f_s)^2<<1 \qquad (6.1$$

al cărui ordin de mărime este 10^{-2};

iv) fracțiunile din amortizarea critică sunt de ordinul de mărime 10^{-2}.

$$\upsilon_s = c/2m\omega \;\; ; \;\; \upsilon_b = c_b/2m\omega_b \qquad (6.18\text{–}6.19)$$

Dacă se ține seama de faptul că $\omega_b << \omega_s$, radicalul din expresia soluției (6.16) căutate se retranscrie sub forma:

$$\left(\omega_b^2-\omega_s^2\right)^2\left[1+4\gamma\frac{\omega_b^2/\omega_s^2}{\left(1-\omega_b^2/\omega_s^2\right)^2}\right]=\left(\omega_b^2-\omega_s^2\right)^2\left(1+2\gamma\frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right)^2$$

Paranteza se dezvoltă în serie binomială păstrându-se doi termeni. Cu acestea, soluția problemei devine:

$$\omega_1^2=\omega^{*2}_b=\omega_b^2\left(1-\gamma\frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \qquad (6.20)$$

$$\omega_2^2=\omega_s^{*2}=\frac{\omega_s^2}{1-\gamma}\left(1+\frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \qquad (6.21)$$

Rădăcina mai mică, notată cu ω_b^*, reprezintă pulsația modificată a bazei de rezemare, iar rădăcina mai mare, notată ω_s^*, reprezintă pulsația structurii modificată de prezența stratului de izolare. În multe cazuri, este suficient de precis a lua aproximațiile din primii termeni. Adică:

$$\omega_b^*\cong\omega_b \qquad f_b^*\cong f_b \qquad (6.22)$$

$$\omega_s^*=\frac{\omega_s}{(1-\gamma)^{1/2}} \qquad f_s^*\cong f_s\frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \qquad (6.23)$$

Aceste expresii arată că pulsația izolatorului este numai ușor afectată de flexibilitatea structurii (schimbarca fiind de ordinul ε), în timp ce pulsația structurii este crescută semnificativ prin adăugarea stratului de izolare față de cazul când este fixă.

Forma întâia de oscilație $\{\phi\}_1$ este dată de sistemul de ecuații liniare:

$$\begin{cases}(-\omega_b^{*2}+\omega_s^{*2})\;\phi_{b.1}+(-\gamma\omega_b^{*2})\;\phi_{s.1}=0\\ -\omega_b^{*2}\phi_{b.1}+(\omega_s^{*2}-\omega_b^{*2})\;\phi_{s.1}=0\end{cases} \qquad (6.24)$$

Presupunând $\phi_{b.1}=1$ rezultă $\phi_{s.1}=\dfrac{\omega_b^{*2}}{\omega_s^{*2}-\omega_b^{*2}}$. Forma întâia din fig. 6.21 a evidențiază o deplasare de corp rigid. Reținând termenii de ordinul ε, vectorul propriu al modului întâi se scrie:

$$\{\phi\}_1^T=\{1,\varepsilon\}=\{\phi_{b.1},\phi_{s.1}\}. \qquad (6.25)$$

Pentru cealaltă valoare proprie se găsește vectorul propriu al modului al doilea:

$$\{\phi\}_2^T=\left\{1,-\frac{1}{\gamma}\left[1-(1-\gamma)\frac{\omega^{*2}_b}{\omega^{*2}_s}\right]\right\}=\{\phi_{b.2},\phi_{s.2}\} \qquad (6.26)$$

Forma a doua implică amândouă felurile de deformații: ale structurii și ale sistemului de izolare. Deplasarea la vârful structurii este de același ordin de mărime ca deplasarea la bază, dar în direcție opusă, fig. 6.21.

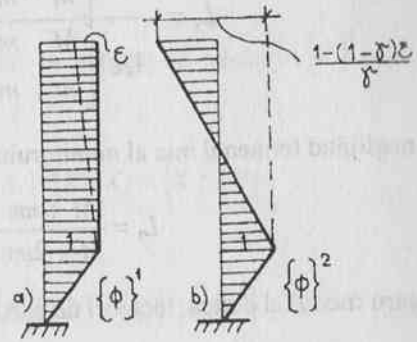


Fig. 6.21. Deformate modale.

6.5.4. FACTORI DE PARTICIPARE

Aflarea vectorilor proprii permite scrierea deplasărilor orizontale a celor două mase:

$$\begin{Bmatrix}v_b\\ v_s\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\phi_{b.1} & \phi_{b.2}\\ \phi_{s.1} & \phi_{s.2}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}Y_1\\ Y_2\end{Bmatrix}=[\phi]\{Y\} \qquad (6.27)$$

cu care sistemul de ecuații de mișcare devine:

$$[M]^*[\phi]\{\ddot{Y}\}+[C]^*[\phi]\{\dot{Y}\}+[K]^*[\phi]\{Y\}=-[M]\{r\}\ddot{u}_t \qquad (6.28)$$

Se propune pentru matricea de amortizare relația:

$$[C]^* = \alpha[K]^* + 2\upsilon^*[M]^*. \tag{6.29}$$

Se separă necunoscutele pe seama proprietății de ortogonalitate a formelor proprii și se obține sistemul cu necunoscutele decuplate:

$$Y_n + 2\upsilon_n^*\omega^*_n \dot{Y}_n + \omega^{*2}_n Y_n = -\frac{\{\phi\}_n^T[M]\{r\}}{\{\phi\}_n^T[M]\{\phi\}_n}\ddot{u}_t \; ; n = 1, 2 \;\; (n = b, s) \tag{6.30}$$

Se recunoaște factorul de participare modal:

$$L_n = \frac{\{\phi\}_n^T[M]\{r\}}{\{\phi\}_n^T[M]\{\phi\}_n}. \tag{6.31}$$

Pentru modul întâi, factorul de participare se poate evalua succesiv:

$$L_1 = \frac{\{1,\varepsilon\}\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}}{\{1,\varepsilon\}\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}} = \frac{M + m\varepsilon}{M + 2m\varepsilon + \varepsilon^2} \tag{6.32}$$

și neglijând termenul mic al numitorului:

$$L_1 = \frac{M + m\varepsilon}{M + 2m\varepsilon} = \frac{1 + \gamma\varepsilon}{1 + 2\gamma\varepsilon} \equiv 1 - \gamma\varepsilon \tag{6.32'}$$

Pentru modul al doilea, factorul de participare are expresia:

$$L_2 = \varepsilon\gamma. \tag{6.33}$$

6.5.5. EFICACITATEA ENERGETICĂ A IZOLĂRII LA BAZĂ

Dezvoltarea analitică de până aici, permite evidențierea avantajelor folosirii izolării la bază în contextul analizei modale. Modul al doilea de oscilație implică deformațiile structurii, ori participarea acestui mod este de ordinul ε. Pe de altă parte, dacă pulsațiile originale ω_b, ω_s sunt bine separate (distinct, ca să rezulte variabile aleatoare independente), atunci participarea modului al doilea ar putea fi foarte mică. Perioada modului al doilea este modificată la o valoare mai mică decât perioada originală cu baza fixă. Dacă accelerația spectrală a cutremurului de proiectare se găsește în zona perioadelor mici pentru structura cu baza fixă, schimbarea ei la o valoare mai mare poate să o scoată din domeniul mișcării seismice puternice. Deoarece factorul de participare al modului al doilea este

foarte mic, aceasta arată că acest mod este ortogonal cu inputul seismic caracterizat de $[M]^*\{r\}\ddot{u}_t$ căci $\{\phi\}_s^T[M]^*\{r\} = 0$. Aceasta înseamnă că, chiar dacă sistemul are energie la această perioadă, mișcarea solului nu va fi transmisă structurii. Sistemul de izolare seismică la bază nu absoarbe energia, ci o abate. Această proprietate este ilustrată de proprietatea de ortogonalitate.

6.5.6. EFICACITATEA PRIN AMORTIZARE A IZOLĂRII LA BAZĂ

În analiza convențională a structurilor, în general, se presupune fracțiunea din amortizarea critică 5%, dar această cifră este folosită pentru că proiectarea acceptă un grad de avarie. La clădirile izolate la bază, scopul este de a reduce forțele de inerție la un asemenea nivel încât să nu se producă avarii în structură sau în elementele nestructurale. În cazul modelului dinamic pentru o structură discretizată, ecuațiile de mișcare pot fi scrise sub forma:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{P\}, \tag{6.34}$$

unde P este vectorul încărcării. Multiplicând la stânga cu vectorul $\{\dot{X}\}^T$ relația (6.34) se obține:

$$\{\dot{X}\}^T[M]\{\ddot{X}\} + \{\dot{X}\}^T[C]\{X\} + \{X\}^T[K]\{X\} = \{\dot{X}\}^T\{P\}$$

sau:

$$\{\dot{X}\}^T[M]\{\ddot{X}\} + \{\dot{X}\}^T[K]\{X\} = \{\dot{X}\}^T\{P\} - \{\dot{X}\}^T[C]\{\dot{X}\} \tag{6.35}$$

Ultima egalitate permite o interpretare energetică dacă se transcrie sub forma:

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\left(E_{cinetică} + E_{potențială}\right) = \dot{W} - D \tag{6.36}$$

$$E_{cinetică} = (1/2)\{\dot{X}\}^T[M]\{\dot{X}\} = 0{,}5\sum m\dot{x}^2 \tag{6.37}$$

$$E_{potențială} = (1/2)\{X\}^T[K]\{X\} = 0{,}5\sum kx^2 \tag{6.38}$$

$$\dot{W} = \frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}t} = \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\sum Px = \sum\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t}P = \left\{\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t}\right\}^T\{P\} = \{\dot{X}\}^T\{P\}$$

$$D = \{\dot{X}\}^T[C]\{\dot{X}\}$$

$\dot{W}$, D reprezintă creşterea lucrului mecanic al forţelor exterioare, respectiv energia disipată de sistem. Folosirea necunoscutelor modale obligă la scrierea:

$$\{X\}=[\Phi]\{Y\} \text{ cu } x_j=\sum_{i=1}^{N} Y_i\phi_{i,j} \text{ şi } \{\phi\}_m^T[M]\{\phi\}_n=\delta_{mn}=\begin{cases}1 & m=n\\ 0 & m\neq n\end{cases}$$

unde $N=2$ este numărul g.l.d.

Folosind necunoscutele modale, cantităţile energetice iau forma:

$$E_{cinetica}=(1/2)\sum_{n=1}^{N} Y_n^2 \qquad (6.37')$$

$$E_{potent}=(1/2)\sum \omega_n^2 Y_n^2 \qquad (6.38')$$

$$\dot{W}=\sum P_n\dot{Y}_n \qquad (6.39)$$

În termenii necunoscutelor modale, amortizarea modală se scrie:

$$\{X\}^T[C]\{X\}=\sum_{m=1}^{N}\sum_{n=1}^{N}\dot{Y}_m\dot{Y}_n A_{mn} \text{ cu } A_{mn}=\{\phi\}_m^T[C]\{\phi\}_n . \qquad (6.40\text{–}6.41)$$

Pentru a conserva proprietatea de ortogonalitate a reprezentării modale, trebuie ca termenul $\{\dot{X}\}^T[C]\{X\}$ de mai sus, să se poată reamplasa printr-un singur termen de sumare de forma:

$$\{\dot{X}\}^T[C]\{X\}\rightarrow \overline{D}=\sum 2\omega_n\upsilon_n\dot{Y}_n^2 .$$

Problema constă în a selecta pe υ_n cunoscând ω_n ϕ_n pentru a minimiza diferenţa dintre:

$$D=\sum\sum Y_n Y_n A_{mn} \qquad \overline{D}=\sum 2\omega_n\upsilon_n\dot{Y}_n^2 .$$

Se poate arăta că alegerea optimă a lui ν_n este dată de:

$$2\omega_n\upsilon_n=\{\phi\}_n^T[C]\{\phi_n\}$$

care conduce la minimizarea diferenţei $\dot{W}-D$, deci şi a membrului stâng din relaţia (6.36). Dacă se revine la modelul de izolare acest produs se exprimă prin:

$$2\omega_n^*\upsilon_n^*=\frac{\{\phi\}_n[C]\{\phi\}_n}{\{\phi\}_n^T[M]\{\phi\}_n} \qquad (6.42)$$

Pentru cele două moduri de oscilaţie folosind vectorii proprii normalizaţi, masele modale:

$$M_1^*=1-\varepsilon\gamma ; \quad M_2^*=\varepsilon\gamma$$

şi matricea de amortizare: $\begin{bmatrix}2\upsilon_b\omega_b & 0\\ 0 & 2\upsilon_s\omega_s\end{bmatrix}$ se găseşte:

$$2\upsilon_b^*\omega_b^*=\frac{\{\phi_{b,1}\phi_{s,1}\}\begin{bmatrix}2\upsilon_b\omega_b & 0\\ 0 & 2\upsilon_s\omega_s\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{b,1}\\ \phi_{s,1}\end{Bmatrix}}{\{\phi_{b,1}\phi_{s,1}\}\begin{bmatrix}M & m\\ m & m\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{b,1}\\ \phi_{s,1}\end{Bmatrix}}=\frac{\{1,\varepsilon\}\begin{bmatrix}2\omega_b\upsilon_b & 0\\ 0 & 2\omega_s\upsilon_s\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}1\\ \varepsilon\end{Bmatrix}}{\{1,\varepsilon\}\begin{bmatrix}1 & \gamma\\ \gamma & \gamma\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}1\\ \varepsilon\end{Bmatrix}}=$$

(6.43)

$$=\frac{2\omega_b\upsilon_b+2\omega_s\upsilon_s\varepsilon^2}{1+2\gamma\varepsilon+\gamma\varepsilon^2}=\frac{2\upsilon_b\omega_b}{1+2\gamma\varepsilon}=2\upsilon_b\omega_b(1-2\gamma\varepsilon)$$

Analog:

$$2\omega_s^*\upsilon_s^*=\frac{\{\phi_{b,2},\phi_{s,2}\}\begin{bmatrix}2\omega_b\upsilon_b & 0\\ 0 & 2\omega_s\upsilon_s\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{b,2}\\ \phi_{s,2}\end{Bmatrix}}{\{\phi_{b,2},\phi_{s,2}\}\begin{bmatrix}M & m\\ m & m\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\phi_{b,2}\\ \phi_{s,2}\end{Bmatrix}}=$$

$$=\frac{\left\{1,\frac{1-\gamma}{\gamma}\varepsilon-\frac{1}{\gamma}\right\}\begin{bmatrix}2\upsilon_b\omega_b & 0\\ 0 & 2\upsilon_s\omega_s\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\frac{1-\gamma}{\gamma}\varepsilon-\frac{1}{\gamma}\\ \end{Bmatrix}}{\left\{1,\frac{1-\gamma}{\gamma}\varepsilon-\frac{1}{\gamma}\right\}\begin{bmatrix}1 & \gamma\\ \gamma & \gamma\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\frac{1-\gamma}{\gamma}\varepsilon-\frac{1}{\gamma}\\ \end{Bmatrix}}= \qquad (6.44)$$

$$=\frac{2\upsilon_s\omega_s+2\gamma\upsilon_b\omega_b}{1-\gamma}$$

Folosind rezultatele (6.20–6.21) retranscrise sub forma:

$$\omega_b^* = \omega_b\sqrt{1-\gamma\varepsilon}\,; \quad \omega_s^* = \omega\sqrt{\frac{1+\gamma\varepsilon}{1-\gamma}} \tag{6.45}$$

se ajunge la expresiile finale ale fracțiunilor modificate din amortizarea critică:

$$\upsilon_b^* = \frac{\upsilon_b(1-2\gamma\varepsilon)}{\sqrt{1-\gamma\varepsilon}} \approx \upsilon_b\left(1-\frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right) \tag{6.46}$$

$$\upsilon_s^* = \frac{\upsilon_s+\gamma\upsilon_b\sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}}\left(1-\frac{1}{2}\gamma\varepsilon\right) \tag{6.47}$$

Rezultatul arată că amortizarea structurală este crescută de amortizarea în suporți cu ordinul $\sqrt{\varepsilon}$. Dacă amortizarea structurii ν_s este mică, adaosul $\upsilon_b\sqrt{\varepsilon}$ poate fi o cantitate importantă la ν_s ceea ce permite a concluziona că o amortizare mare a suporților poate conduce la o amortizare deosebită a modelului cu izolare la bază.

6.5.7. RĂSPUNSUL DINAMIC LA UN INPUT ARMONIC

Pentru modelul cu 2 g.l.d. având izolare la bază, se cunosc caracteristicile dinamice necesare estimării răspunsului generat de o excitație aplicată bazei de rezemare $L_1, L_2, \upsilon_b^*, \upsilon_s^*$. O primă mărime care interesează o constituie factorul de amplificare definit de raportul dintre deplasarea relativă a unei mase inerțiale și deplasarea terenului. Se notează respectiv cu:

$$A_s = |\nu_s/u_t|, \quad A_b = |\nu_b/u_t| \tag{6.48–6.49}$$

Mișcarea terenului fiind armonică se deduce accelerația lui:

$$u_t = u_0 \sin\theta\cdot t = u_0\exp(i\theta\cdot t) \rightarrow \ddot{u}_0 = -\theta^2 u_t$$

Ecuațiile echilibrului dinamic permit obținerea factorilor de amplificare:

$$A_s = \left|\phi_{s.1}\frac{L_1\theta^2}{(\omega_b^{*2}-\theta^2)+i2\omega_b^*\theta\upsilon_b^*} + \phi_{s.2}\frac{L_2\theta^2}{(\omega_s^{*2}-\theta^2)+i2\omega_s^*\theta\upsilon_s^*}\right| \tag{6.50}$$

$$A_b = \left|\phi_{b.1}\frac{L_1\theta^2}{(\omega_b^2-\theta^2)+i2\omega_b^*\theta\upsilon_b^*} + \phi_{b.2}\frac{L\theta^2}{(\omega_{sb}^2-\theta^2)+i2\omega_s^*\theta\upsilon_s^*}\right|. \tag{6.51}$$

Prezintă interes deosebit trei pulsații: ω_s a structurii cu baza fixă, ω_s^*, ω_b^* pentru structura izolată. Pentru structura izolată, în cazul $\theta = \omega_b^*$ prin reținerea termenilor semnificativi rezultă:

$$A_s = \frac{\varepsilon}{2\upsilon_b^*}; \qquad A_b = \frac{1}{2\upsilon_b}\left(1+\frac{1}{2}\gamma\varepsilon\right) \tag{6.50'–6.51'}$$

Pentru structura izolată în cazul $\theta = \omega_s^*$ în același fel se găsește:

$$A_s = (1-(1-\gamma)\varepsilon)\frac{\varepsilon}{2\gamma_s^*}\;; \quad A_b = 1+\frac{1}{2}\frac{\gamma^2\varepsilon^2}{(2\upsilon_s^*)^2} \tag{6.50''–6.51''}$$

Din aceste rezultate derivă concluzia. Spre exemplu, la o excitație armonică având frecvența egală cu aceea a structurii cu baza fixă, amplificarea structurii este de ordinul ε, iar a bazei de ordinul 1.

6.5.8. RĂSPUNSUL SEISMIC

Cunoscând accelerația mișcării, necunoscutele modale se obțin aplicând integrala Duhamel ecuațiilor cu necunoscutele decuplate:

$$Y_1 = -\frac{L_1}{\omega_b^*}\int_0^t \ddot{u}_t(t-\tau)\cdot\exp\left(-\nu_b^*\omega_b^*\tau\right)\sin\omega_b^*\tau\;\mathrm{d}\tau \tag{6.52}$$

$$Y_2 = -\frac{L_2}{\omega_s^*}\int_0^t \ddot{u}_t(t-\tau)\exp\left(-\nu_s^*\omega_s^*\tau\right)\sin\omega_s^*\tau\;\mathrm{d}\tau \tag{6.53}$$

Aplicând operatorul de extrem, se obțin valorile maxime:

$$|Y_1|_{\max} = L_1 S_D(\upsilon_b^*, \omega_b^*) \tag{6.54}$$

$$|Y_2|_{\max} = L_2 S_D(\upsilon_s^*, \omega_s^*) \tag{6.55}$$

unde $S_D(\nu,\omega)$ este spectrul de răspuns al deplasării pentru mișcarea terenului u_t și factorul amortizării ν.

De obicei, în proiectare se cunoaște spectrul de răspuns al accelerației ceea ce permite exprimarea coordonatelor modale maxime în forma:

$$Y_{1\max} = L_1\frac{1}{\omega_b^{*2}}S_A(\upsilon_b^*, \omega_b^*) \tag{6.56}$$

$$Y_{2\max} = L_2 \frac{1}{\omega_s^{*2}} S_A(\upsilon_s^*, \omega_s^*) \tag{6.57}$$

Deplasările relative maxime față de baza de rezemare, se scriu:

$$V_{s\max} = [(Y_{1\max}\ \phi_{s,1})^2 + (Y_{2\max}\phi_{s,2})^2\ ]^{0.5} \tag{6.58}$$

$$V_{b\max} = [(Y_{2\max}\phi_{b,1})^2 + (Y_{2\max}\phi_{b,2})^2]^{0.5} \tag{6.59}$$

Dacă pentru proiectare se folosește spectrul vitezei care de obicei este de valoare constantă, prin neglijarea variației datorită amortizării se poate scrie cu suficientă precizie:

$$S_A(\nu, \omega) = \omega S_\nu(\nu, \omega). \tag{6.60}$$

Pentru un asemenea spectru S_v = const. ca spectru de proiectare, deplasările relative maxime se deduc:

$$|v_s|_{max} = \varepsilon \frac{S_v}{\omega_b} = \varepsilon \cdot S_D(\upsilon_s, \omega_s) \tag{6.61}$$

$$|v_b|_{max} = \frac{S_v}{\omega_b} = S_D(\upsilon_b \omega_b). \tag{6.62}$$

Pentru spectrul vitezei constant, deplasarea relativă a structurii este de ordinul ε față de deplasarea sistemului de izolare.

Coeficientul seismic global se definește prin:

$$C_s = \frac{k_s v_s}{mg} = \frac{1}{g}\omega_s^2 v_s, \tag{6.63}$$

iar pentru sistemul neizolat el se transcrie:

$$C_s = \frac{1}{g}\omega_s^2 S_D(\upsilon_s, \omega_s) = \frac{1}{g} S_A(\upsilon_s, \omega_s). \tag{6.64}$$

Când sistemul este izolat la bază, atunci devine:

$$C_s = \frac{\omega_s^2}{g}\left[S_A^2(\upsilon_b^*\omega_b^*) + \varepsilon^2(1-\gamma)^2(1-2\varepsilon)S_A(\omega_s^*, \upsilon_s^*)\right]^{0.5} \tag{6.65}$$

Termenul al doilea este multiplicat cu ε^2 deci poate fi de același ordin de mărime cu primul termen. Acesta este cazul când spectrul deplasării este constant. Dacă

spectrul vitezei este constant, acest termen devine neglijabil și coeficientul seismic global trece în:

$$C_s = \omega_b S_v\left[1 + \varepsilon^2(1-\gamma)^2 \frac{\omega_s^{*2}}{\omega_b^{*2}}\right]^{0.5} = S_A(\omega_b, \upsilon_b)[1 + \varepsilon(1-\gamma)]^{0.5} \tag{6.65'}$$

6.5.9. MODELUL CU *N* GRADE DE LIBERTATE SEISMICĂ

Analiza spectrală efectuată asupra modelului cu 2 g.l.d. din paragrafele anterioare poate fi aplicată la modele cu *N* g.l.d. Vectorul deplasărilor în raport cu terenul se obține prin rezolvarea ecuației matriceale:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_0,$$

unde $\{r\}$ este un vector care leagă fiecare g.l.d. de mișcarea terenului. Când acest model structural este supraetajat peste un sistem de izolare la bază, având masa m_b, rigiditatea K_b și amortizarea C_b, ecuația se transcrie prin prisma vectorilor relativi la mișcarea terenului:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = -[M]\{r\}(\ddot{u}_0 + \ddot{v}_b), \tag{6.66}$$

unde v_b este deplasarea relativă a bazei față de teren. Ecuația mișcării globale – structură combinată cu baza izolatoare, se scrie:

$$\{r\}^T[M](\ddot{v} + \{r\}\ddot{v}_b + \{r\}\ddot{u}_0) + m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_0) + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = 0.$$

Ecuația se transcrie sub forma:

$$\{r\}^T[M]\{\ddot{v}\} + (M + m_b)\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(M + m_b)\ddot{u}_0 \tag{6.67}$$

În această ecuație se identifică:

$$\{r\}^T[M]\{r\} = \sum m = M_{TOT}$$

masa totală a construcției, iar $M + m_b$, masa totală cărată de sistemul de izolare. Forma matriceală a ccuației de mișcare este:

$$[M]^*\{\ddot{v}\}^* + [C]^*\{\dot{v}\}^* + [K]^*\{v\}^* = -[M]^*\{r\}^*\ddot{u}_0 \tag{6.67'}$$

unde:

$$[M]^* = \begin{bmatrix} M_{TOT} + m_b & \{r\}^T[M] \\ [M]\{r\} & [M] \end{bmatrix};\quad [C]^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & C \end{bmatrix} \tag{6.68–6.69}$$

$$\{r\}^* = \begin{Bmatrix} r \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad \{v\}^* = \begin{Bmatrix} v_b \\ v \end{Bmatrix}; \quad [K]^* = \begin{bmatrix} k_b & \\ & [k] \end{bmatrix} \qquad (6.70\text{–}6.72)$$

Pentru modurile proprii de oscilație ale structurii cu baza fixă sunt cunoscuți vectorii proprii $\{\phi\}_i$, unde $i = 1, N$. Deplasarea fiecărui g.l.d. al structurii se poate exprima:

$$v = \sum_{i=1}^{N} Y_i \phi_i . \qquad (6.73)$$

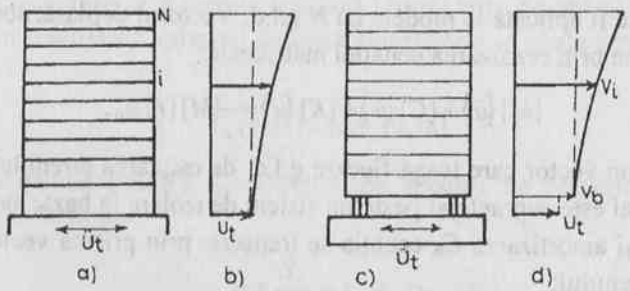


Fig. 6.22. Modelul cu N g.l.d. izolat la bază.

Se presupune că: $\{\phi\}^T_i [C] \{\phi\}_j = 0$; $i \neq j$ adică este valabilă ortogonalitatea modurilor normalizate. Ecuațiile matriceale ale mișcării se reduc, în baza proprietății de ortogonalitate, la $N + 1$ ecuații de forma:

$$\sum_i \{r\}^T [M] \{\phi\}_i \ddot{Y}_i + (M_{TOT} + m_b)\ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(M_{TOT} + m_b)\ddot{u}_0 \qquad (6.74)$$

și:

$$\ddot{Y} + 2\omega_i \upsilon_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -L_i(\ddot{v}_b + \ddot{u}_0),$$

unde s-a notat cu L_i factorul de participare a modului i la structura cu baza fixă:

$$L_i = \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{r\}}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i}. \qquad (6.75)$$

Masa modală a sistemului cu baza fixă fiind: $M_i = \{\phi\}^T_i$ [M] $\{\phi\}_i$ ecuațiile se scriu sub forma:

$$\frac{\sum_N^N L_i M_i}{M_{TOT} + m_b} \ddot{Y}_i + \ddot{v}_b + 2\omega_b \upsilon_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_0 \qquad (6.71')$$

$$\ddot{Y}_i + L_i \ddot{v}_b + 2\omega_i \upsilon_i^2 \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -L_i \ddot{u}_0; \qquad i = 1, N \qquad (6.76)$$

Pentru comparare se scriu din nou ecuațiile modului cu 1 g.l.d. cu placă de bază:

$$\gamma \ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_b \upsilon_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_0$$

$$\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + 2\omega_s \upsilon_b \dot{v}_b + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_0$$

Dacă se reține numai un mod de oscilație de la structura cu baza fixă, în baza analogiei ecuațiilor cu cele ale sistemului cu 2 g.l.d., se pot folosi rezultatele analizei elementare din paragrafele anterioare făcând înlocuirile:

$$v_b \to L_1 v_b \quad \text{și} \quad \ddot{u}_0 \to L_1 \ddot{u}_0$$

$$\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} \to g = \frac{L_1^2 M_1}{N_{TOT} + m_b} \; iar \; \varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_1^2}$$

Dacă aceste substituții sunt făcute, Y_1 va fi dat de soluția pentru v_s. Rezultatele de bază pentru sistemul cu 2 g.l.d., sub forma:

$$|v_b|_{max} = \frac{1}{\omega_b^2} S_A(\omega_b, \upsilon_b) \qquad (6.77)$$

$$C = \left[S_A^2(\omega_b, \nu_b) + \varepsilon^2(1-\gamma) S_A^2(\omega_s^*, \nu_s^*)\right]^{0.5} \qquad (6.78)$$

sunt reamplasate după cum urmează. Deplasarea relativă maximă a bazei dată de:

$$|L_1 v_b|_{max} = \frac{1}{\omega^2} L_1 S_A(\omega_b, \upsilon_b) \qquad (6.79)$$

și, deoarece L_1 apare în ambii membrii ai egalității, după simplificare rămâne valabil rezultatul de la sistemul elementar considerat la început:

$$|Y_1|_{max} = \left[\frac{\varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega^*_b, \upsilon_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*, \upsilon_s^*)}{\omega_s^{*4}}\right]^{1/2} \qquad (6.80)$$

unde $\omega_b^*, \omega_s^*, \nu_b^*, \nu_s^*$ sunt calculate folosind înlocuirile (6.45–6.47). Vectorul deplasărilor relative este dat de: $\{v\} = Y_1\{\phi\}_1$, iar al forțelor de inerție, pentru fiecare element, neglijând aportul amortizării:

$$\{F\} = [K]\{v\} = Y_1\{K\}\{\phi\}_1 = -Y_1[M]\{\phi\}_1 \omega_1^2$$

Forța inerțială totală pe suprastructură se scrie:

$$\{r\}^T\{F\} = -Y_1\omega_1^2 L_1 M_1 . \tag{6.81}$$

Interpretată această forță prin coeficientul seismic global se revine la exprimarea: $C_s = \{r\}\{F\}/gM_{TOT}$. Deci:

$$C_s = \frac{L_1 M_1}{gM_{TOT}}\left[L_1^2 S_A^2(\omega_b,\upsilon_b) + (1-\gamma)^2\varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*\upsilon_s^*\right]^{1/2}$$

sau

$$C_s = \frac{L_1^2 M_1}{gM_{TOT}}\left[S_A^2(\omega_b,\omega_b) + (1-\gamma)^2\varepsilon^2 S_A^2(\omega_s^*,\upsilon_s^*\right]^{1/2} \tag{6.82}$$

În procedeul standard al forței laterale echivalente (metoda indirectă) pentru structura cu bază fixă se determină forța tăietoare de bază:

$$S_{TOT} = C_s G_{TOT},$$

unde G_{TOT} este greutatea totală de deasupra bazei.

Coeficientul seismic global se precizează cu ajutorul accelerației dată de codul de proiectare (spectrul accelerației) $K_s\beta$ corectat de factorul ductilității $\psi=1/q$ și factorul de participare modală. Forța seismică laterală la un nivel de cotă z se obține prin distribuția forței seismice totale cu ajutorul coeficienților de distribuție pentru modul de oscilație considerat. Pentru o construcție izolată, distribuția forței tăietoare ar putea fi de forma primului mod de oscilație izolat la bază, adică $\{1, \varepsilon L_1\}^T$, ori dacă se neglijează termenii cu ε, distribuția ar putea fi uniformă. În proiectarea curentă, se estimează C_s din spectrul de proiectare și se determină la fiecare nivel forța tăietoare. Factorul de ductilitate nu mai trebuie luat în seamă, deoarece reducerile aduse de izolare sunt așa de mari că nu va mai fi necesară includerea lui. Acest factor variază de la 1/8 la 1, funcție de sistemul constructiv și sistemul ingineresc de a aprecia rezervele de rezistență ale structurii, dincolo de capacitatea elastică. Multe sisteme practice de izolare seismică au fost dezvoltate în ultimii ani și interesul pentru aplicarea acestei tehnici este în continuă creștere.

6.6. PROIECTAREA DISPOZITIVULUI DE IZOLARE

6.6.1. MATERIALE

În cele ce urmează, se expune procedeul de proiectare al izolatorilor de tip HDSLEB (High Damping Steel Laminated Elastomer Bearings) el putând fi ușor extins la alte tipuri de izolatori. Acest tip de izolator a fost experimentat în detaliu. La ora actuală toate caracteristicile sale sunt cunoscute. Pentru proiectare se

acceptă ca fiind cunoscute următoarele caracteristici ale elastomerului: $G(\gamma)$ curba modulului de forfecare funcție de lunecare; $\upsilon(\gamma)$ curba caracteristică a fracțiunii din amortizarea critică funcție de lunecare; $\bar{\sigma}$ rezistența admisibilă la compresiune; $\bar{\gamma}$ lunecarea admisibilă la forfecare sub acțiunea seismului de proiectare.

Se presupune că există la baza construcției diferite tipuri de izolatori. Fie izolatorul de tip «d» având n_1 – numărul de strate portante, A_1 – aria secțiunii transversale, t_e – grosimea fiecărui strat de cauciuc, t_r – grosimea totală a cauciucului. Caracteristicile de mai sus se cer a fi precizate în următoarea succesiune de etape:

a) Alegerea perioadei structurii izolate uzual $T_s = T_1 = 1-2$ sec. Limita inferioară a perioadei este determinată din necesitatea de a avea un sistem suficient de elastic cu o reducere efectivă a energiei induse prin interfața de izolare. Limita superioară a perioadei dispozitivului derivă din necesitatea obținerii unor deplasări ale structurii izolate acceptabile din punct de vedere tehnic. Cu cât este mai mare perioada T_1 în raport cu perioada sistemului cu baza fixă T, cu atât mai apropiată este comportarea sistemului izolat, de aceea a masei rigide prinsă elastic la baza sa. Recomandabil este ca $T_1 > 3T$. Un alt considerent în alegerea perioadei sistemului izolat îl constituie perioada caracteristică a terenului de fundație, corespunzătoare primului mod de oscilație al profilului terenului la un nivel al deformației specifice predictibil în timpul cutremurului de proiectare. Dacă perioada sistemului izolat T_1 se apropie de perioada terenului, se poate dezvolta fenomenul de rezonanță.

b) Determinarea valorilor efective ale modulului de forfecare și fracțiunii din amortizarea critică din curbele caracteristice corespunzător valorii de 65% din deformația maximă admisă la forfecare:

$$G_{eff} = G(0{,}65\,\gamma) \quad \upsilon_{eff} = \upsilon(0{,}65\,\gamma). \tag{6.83–6.84}$$

c) Având cunoscute perioade T_1 și fracțiunea din amortizarea critică υ_{eff} se poate extrage din curba spectrului deplasării **ordonata corespunzătoare** $\mathbf{S_d(T_1,\upsilon_{eff})}$. Această valoare se majorează cu factorul de importanță al construcției α_1 pentru a acoperi torsiunea accidentală pe timpul evenimentului seismic

d) Grosimea totală a cauciucului portant conținut de oricare tip de suporți este dată de:

$$t_r = \frac{\alpha_1 S_d(T_1,\upsilon_{eff})}{\gamma}. \tag{6.85}$$

e) Rigiditatea orizontală a sistemului de izolare este legată de încărcarea gravitațională totală:

$$K_h = \frac{G_{TOT}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 \tag{6.86}$$

considerând sistemul ca având o singură masă rezultă:

$$\omega^2_i = K_h / m_{TOT} \tag{6.87}$$

Rigiditatea orizontală a fiecărui izolator portant, considerând numai deformația de forfecare și neglijând flexibilitatea la încovoiere și efort axial, este dată de

$$K_{h,i} = A_i G_{eff} / t_r \tag{6.88}$$

Luând în considerare faptul că rigiditatea ansamblului este suma rigidităților tuturor suporților se poate scrie:

$$K_h = \sum_{i=1} K_{h,i} = G_{eff} \sum_{i=1} \frac{n_i A_i}{t_r} \tag{6.89}$$

sau:

$$\frac{G_{TOT}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 = \frac{G_{eff}}{t_r}\sum_{i=1} n_i A_i . \tag{6.90}$$

f) Ultima egalitate permite determinarea **ariei totale** a suprafețelor:

$$\sum n_i A_i = \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 \frac{G_{TOT}}{g}\frac{t_r}{G_{eff}} . \tag{6.91}$$

g) Numărul fiecărui fel de suporți n_i ca și distribuția finală a dispozitivelor de izolare sub structură, se stabilește funcție de geometria structurii și configurația în planul orizontal fundației.

Aria secțiunii fiecărui suport trebuie să verifice relația:

$$\frac{G_{i,\max}}{A_i} \le \overline{\sigma} . \tag{6.92}$$

h) Grosimea stratelor de elastomer și numărul acestora care urmează a fi inserate între înserțiile de oțel ale fiecărui suport. Mai întâi se stabilește frecvența oscilațiilor verticale f_v a construcției izolate, funcție de rigiditatea verticală a suporților:

$$K_v = \frac{G_{TOT}}{g}(2\pi f_v)^2 . \tag{6.93}$$

Pentru frecvența verticală se poate accepta o valoare de 10 Hz, pentru construcții obișnuite, dar pentru structuri speciale, cum ar fi termocentralele, se recomandă

valori chiar mai mari de 20 Hz. Presupunând că toți suporții au aceeași arie și notând cu A_{TOT} aria totală a secțiunii transversale a tuturor izolatorilor, se poate scrie:

$$K_v = \frac{E_c A_{TOT}}{t_r} , \tag{6.94}$$

unde E_c este modulul de elasticitate la compresiune al stratului de elastomer situat între inserțiile de oțel.Această caracteristică poate fi aproximată empiric prin:

$$E_c = E_0 (1 + 2kS^2) \tag{6.95}$$

unde: $k = 0{,}7$, E_0 modulul de elasticitate inițial al cauciucului, S factorul de formă definit ca raportul dintre aria comprimată și aria liberă a umflăturii, $S = a/4\ t_e$, a = dimensiunea plană a unui suport pătrat ori diametrul suportului dacă este circular. Pentru modulul de elasticitate al cauciucului se mai poate folosi relația:

$$E_c = 5{,}6\ GS^2 \tag{6.96}$$

urmând aceeași procedură ca mai sus. Cunoscând ultimele trei relații, se găsește factorul de forma:

$$S = \left[\frac{1}{2K}\left(\frac{G_{TOT}}{g}(2\pi f_v)^2\right)\frac{t_r}{E_0 A_{TOT}} - 1\right]^{1/2} . \tag{6.97}$$

Cunoscând factorul de forma S, se găsește grosimea stratului t_1 și apoi numărul stratelor într-un suport:

$$n_1 = t_r/t_1 = \text{întreg.} \tag{6.98}$$

6.6.2. PROPRIETĂȚILE CAUCIUCULUI PENTRU IZOLATORI SEISMICI

Cauciucul posedă o serie de proprietăți, care îl recomandă pentru izolatorii dinamici. Astfel, modulul elastic la compresiune fiind foarte mic, E = 1–10 MPa, deformația este mare, cauciucul fiind capabil să preia șocuri puternice. Rigiditatea elementelor din cauciuc – constanta elastică – este mai mică, ceea ce permite obținerea unor pulsații proprii mici, deci a unor frecvențe joase. În limitele domeniului de folosire, cauciucul este perfect elastic cu pronunțate proprietăți de amortizare. De pildă, tampoanele de cauciuc consumă 30 – 35% din energia totală a oscilației.

Cauciucul pentru izolatorii dinamici prezintă însemnate dezavantaje. Printre acestea se pot menționa:

a) pierderea proprietăților elastice sub influența agenților atmosferici, a apei, uleiurilor și acizilor;

b) reducerea parțială a proprietăților elastice datorită fenomenului de îmbătrânire când după 5 – 20 ani de funcționare, cauciucul se fisurează și crapă;

c) temperaturile din afara domeniului (- 20^0, + 80^0C) pot avea acelaşi efect de reducere a calităţilor.

Curbele caracteristice ale cauciucului nefiind liniare, rezultă modulul de elasticitate ca şi rigiditatea izolatorilor de mărime variabilă. La trasarea curbei caracteristice de compresiune, dilatarea laterală a cauciucului nu trebuie împiedicată, în cazul contrar, el se comportă ca un rigid. Duritatea cauciucului constituie o proprietate care influenţează alura curbelor caracteristice. Modulul de elasticitate este funcţie de duritatea şi forma epruvetelor. Aceste două influenţe sunt încorporate în aşa-numitul factor de formă *K*. În fig. 6.23 sunt redate curbele modulului de elasticitate raportate la factorul de formă şi la duritatea Shore.

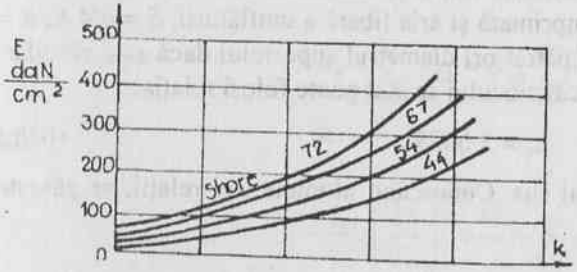


Fig. 6.23. Modulul de elasticitate funcţie de duritatea Shore.

Factorul de formă se defineşte ca raportul dintre suprafaţa încărcată şi suprafaţa laterală. De exemplu, pentru un izolator cilindric de diametru *d* şi înălţime *h*, factorul de formă este:

$$K = \frac{\pi d^2}{4} / \pi dh = d/4h\,, \qquad (6.99)$$

Coeficientul Poisson al cauciucului fiind 0,5, rezultă relaţia modulelor de elasticitate $E = 3\,G$. Cifrele uzuale ale modulului static *E* sunt 6 – 7 Mpa, putând coborî la 2 – 3 MPa. Modulul de elasticitate, în condiţii dinamice *Ed*, este superior celui static, având o variaţie ilustrată în fig. 6.24, redat corespunzător efortului de intindere pentru o alungire de 25%. Alura graficului evidenţiază diferenţe mari între *Es* şi *Ed* la cauciucurile tari.

6.6.3. REALIZAREA ŞI CALIBRAREA DISPOZITIVELOR

Suporţii de izolare seismică se realizează din straturi succesive de cauciuc între care se inserează plăci de oţel, care se vulcanizează. După cum s-a demonstrat mai sus, numărul stratelor rezultă din necesităţile dictate de suprastructură care reazemă pe suporţi, ca şi din calitatea cauciucului. Aceste considerente evidenţiaza necesitatea calibrării suporţilor de către producător.

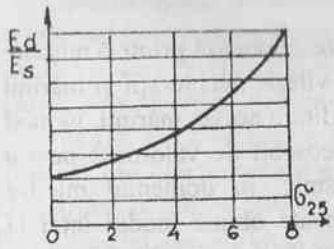


Fig. 6.24 .Variaţia modulului de elasticitate dinamică.

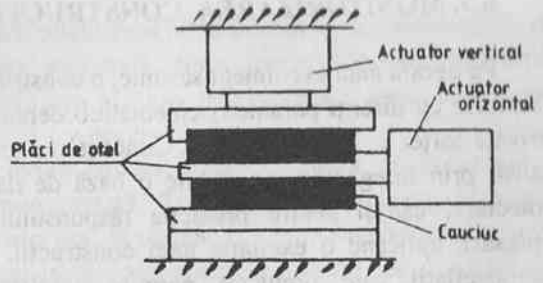


Fig. 6.25. Calibrarea unui izolator din cauciuc.

Modalitatea calibrării suporţilor antiseismici de către firma ALGA (Italia) este ilustrată în fig. 6.25. Obiectivul de prim interes îl constituie efectul forţei axiale asupra rigidităţii laterale a suportului şi asupra capacităţii sale de deformare. Producătorul pune la dispoziţia proiectantului un set de variante de alcătuire a suporţilor (ca număr de straturi şi dimensiuni geometrice), care este însoţit de curbe caracteristice. În tabelul 6.1 sunt redate dimensiunile unui suport realizat de firma ALGA din trei calităţi de cauciuc. În fig. 6.26 sunt prezentate modele de curbe caracteristice pe care producătorul dispozitivelor le determină experimental pe fiecare lot de produse.

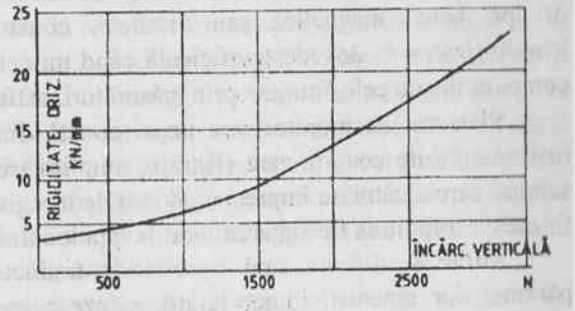


Fig. 6.26. Rigiditatea orizontală funcţie de încărcarea axială.

Tabelul 6.1

Exemple de alcătuire a unui suport

Dimensiuni (mm)		Caracteristici	Calitatea cauciucului		
Diametrul	200		UNI 50	UNI 60	UNI 70
Înălţime totală	25	G – Mpa	0,68	0,98	7,23
Factor de formă	6.25	Duritate Shore	50	60	69
Grosime strat cauciuc	8	Adeziune N/mm	10,9	11,7	16,1
Grosime strat oţel	3	Elongaţie %	600	532	456

6.7. MONITORIZAREA CONSTRUCȚIILOR

Pe durata unui eveniment seismic, o construcție reacționează printr-o mișcare vibratorie cu diferiți parametri cinematici: deplasări, viteze, accelerații și mărimi derivate forței de inerție, eforturi. Cunoașterea unora dintre aceste mărimi, în mod realist, prin înregistrări, constituie o bază de date deosebit de valoroasă pentru proiectare, cât și pentru predicția răspunsului seismic. În domeniul micilor deplasări, aplicând o excitație unei construcții, se poate obține modul întâi la microoscilații, care, prelucrat, permite stabilirea distribuției rigidității reale a structurii când participă elementele portante dar și cele neportante: pereții despărțitori, parapeții, casa scărilor, șarpanta, învelitoarea etc.

Folosirea testelor nedistructive pentru a identifica integritatea, starea unei construcții sau a unui element este de strictă necesitate și actualitate. Abilitatea testării unei structuri și identificarea parametrilor cheie care pot controla stabilitatea globală, amploarea avariilor sau potențialul de avariere este o problema de mare atracție pentru proprietarii, utilizatorii și proiectanții lucrărilor inginerești. Testele nedistructive pot fi implicate adânc în evaluarea avariilor cauzate de cutremure. Testele nedistructive pot furniza măsurători bune ale comportării elastice a unei structuri cum ar fi, perioade și moduri proprii de oscilație. Avarierea unei construcții poate uneori rezulta din reducerea rigidității și deci o schimbare în frecvența oscilațiilor.

Echiparea unei construcții cu așa-numitele lanțuri de înregistrare, pe hârtie ori pe benzi magnetice sau dischete, constituie operația de monitorizare. Monitorizarea se dovedește eficientă când modelele matematice conduc la valori comparabile cu cele obținute prin măsurători, astfel încât calculul oferă încredere.

Sistemul de monitorizare uzual constă din mai multe traductoare, câteva instrumente de condiționare (filtrare, amplificare), înregistratoare, analizoare de semnal care alcătuiesc împreună un lanț de înregistrare. Oricare instrument care se folosește trebuie să fie sigur calibrat la fața locului sau în condiții de laborator.

Multe și diferite sunt tipurile de traductoare folosite pentru măsurarea parametrilor cinematici: accelerații, viteze respectiv deplasări. De regulă este preferabil să se măsoare direct parametrul cerut decât a-l obține indirect prin procesarea matematică a unor măsurători. Exemplu, accelerația obținută direct prin măsurători este mult mai eficientă decât dacă se obține prin derivarea numerică a deplasărilor măsurate și invers, deplasările măsurate direct față de cele obținute prin integrarea numerică a accelerațiilor măsurate. În mod obișnuit se înregistrează accelerații și viteze. Dintre traductorii folosiți la măsurători cei mai populari sunt accelerometrii. Ei sunt construiți să acopere un anumit domeniu de frecvență și nivele de accelerație. De o calitate și acuratețe deosebită, accelerometrii sunt scumpi. Alt tip de traductori este geofonul folosit pentru măsurarea vitezei. Ieftini și robuști geofonii nu acoperă domenii așa de largi ca și accelerometrii, dar servesc scopul monitorizării.

Echipamentul de monitorizare poate funcționa continuu, asemeni celor din stațiile seismice sau cu declanșare automată. Sunt foarte populare instalațiile dotate cu accelerometre SMAC (Strong Motion ACcelerator), care declanșează pornirea aparaturii la o anumită valoare a accelerației.

În fig. 6.27 se prezintă o clădire izolată seismic la bază printr-un pat de izolatori din cauciuc, care este monitorizată. Traductorii sunt plasați la nivelul fundațiilor, deasupra nivelului izolatorilor, la etajele 4, 6 și la nivelul acoperișului. Ei sunt astfel așezați încât să înregistreze componentele mișcării pe două direcții perpendiculare. Semnalele sunt transmise la o stație centrală care le înregistrează.

Semnalul de ieșire din traductor necesită amplificare și filtrare de frecvențele parazitare. Semnalul astfel obținut uzual se introduce într-un osciloscop, ceea ce în multe cazuri este suficient. Dacă semnalul urmează să fie digitizat, se face filtrarea lui pentru a împiedica alternarea, și se introduce într-un plottter *y-t* pentru a obține o copie. Pentru înregistrarea direct la computer, acesta trebuie să aibă cartele analog – digitale (A/D) și soft adecvat pentru analiza semnalului, respectiv etalarea graficelor ori tabelelor parametrilor ceruți. Evident că producătorii de soft pun la dispoziția utilizatorilor programe capabile de multe și rafinate facilități: spectre Fourier, spectre de răspuns, spectre de putere etc. la prețuri corespunzătoare, care, de regulă, nu se cer la monitorizarea construcțiilor. Pentru punerea în stare de oscilație a unei construcții se folosesc generatoare de vibrații. Acestea pot fi electromagnetice, mecanice sau hidraulice. Generatorul mecanic funcționează pe principiu masei excentrice în mișcare de rotație. Generatoarele folosesc două mase excentrice care se rotesc în sens contrar, astfel că forța centrifugă se adună într-o singură direcție și se anulează pe celelalte direcții. Acest gen de vibratori pot avea parametri variabili care permit diferențierea excitației. Rezultă o forță perturbatoare cu alură sinusoidală într-o direcție precizată. Controlul frecvenței este de mare importanță. Excitarea unei construcții se mai poate face cu sarcini mobile, care se deplasează în interiorul construcției. Altfel un pendul aplicat latera unei structuri poate da impulsul oscilațiilor libere.

Monitorizarea automată și autonomă. În multe cazuri, tehnica d monitorizare tradițională a clădirilor se dovedește nesatisfăcătoare, sau fără succes Tehnicile tradiționale sunt adesea incapabile să ofere rezultate imediate, ele fiin laborioase și costisitoare. Când fenomenul este așteptat o durată de timp lungă – așa cum sunt cutremurele – monitorizarea autonomă și automată este foart indicată. Avantajele sunt remarcabile:

i) eliminarea factorului uman de la culegerea datelor măsurate;

ii) distincția între fenomenul tranzitoriu, fenomenul intermitent respecti fenomenul continuu care va ghida utilizatorul către aria potrivită de investigare;

iii) prelucrarea directă a datelor colectate și interpretarea imediată;

Dacă factorul uman este înlocuit cu un sistem computerizat care rezolv multe, sistemul însuși este creat de om și poate avea neajunsuri. Monitorizarea p

termen lung a arătat că rezultatele sunt influențate de datele meteorologice, de continuitatea și motivația personalului implicat și de fidelitatea supervizării. Tehnica tradițională este mai flexibilă deoarece un program de monitorizare poate fi redirecționat mai ușor decât cel al monitorizării automate. Informațiile obținute automat constituie un volum mare și de calitate pe care tehnica manuală nu o poate atinge. Folosirea sistemelor automate este capabilă să realizeze răspunsul zilnic, răspunsul sezonier, funcție de temperatură și umiditate. După cum se poate vedea, sistemul manual și cel automat sunt complementare.

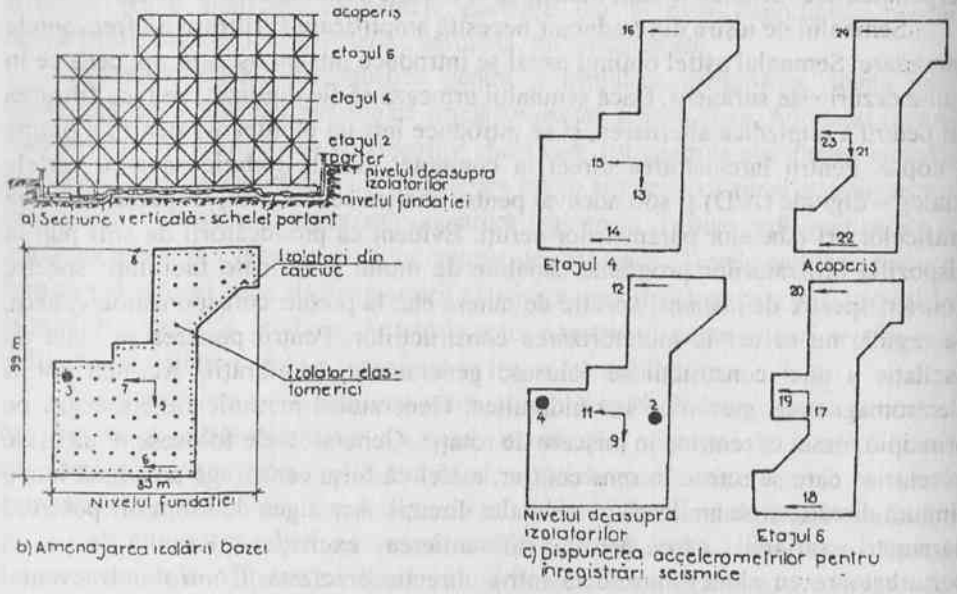


Fig. 6.27. Clădire izolată la bază și monitorizată.

Capitolul 7

DEGRADAREA ȘI AVARIEREA CONSTRUCȚIILOR DATORATĂ ACȚIUNII SEISMICE

7.1. FENOMENUL DE DEGRADARE

Pe durata unui eveniment seismic în construcții se petrece un ansamblu de fenomene care modifică proprietățile de rigiditate, capacitatea portantă, deformabilitatea elementelor. Materialele care alcătuiesc construcția își modifică proprietățile prin detensionare, curgere, ecruisare etc. Toate aceste modificări au ca sursă energia purtată de undele seismice și intrată în construcție. Ele constituie un fenomen de degradare față de condițiile proiectării deoarece rigiditatea scade, deformabilitatea crește, capacitatea portantă se reduce iar condițiile de folosire devin nesigure. La un nou eveniment seismic absorbția de energie este mult diminuată. Procesul de degradare cunoaște forme vizibile: fisuri, crăpături, exfolieri, dislocări, flambaj, voalări. Există fără îndoială și avarii ascunse a căror prezență se poate bănui după unele indicii dintre care unele pot fi vizualizate prin decopertări, altele deloc. Indicatorul general al stării de integritate – perioada naturală – și creșterea deformațiilor sunt argumente care confirmă modificarea structurii. Degradarea se poate clasifica prin analogie cu modul de comportare al materialelor în:

a) Degradare casantă, a cărei evoluție este gradată de la microfisurare în volume mari la fisurarea vizibilă; această degradare corespunde mortarelor, betoanelor, zidăriilor, în general rocilor. Degradarea casantă constituie un fenomen limită de trecere a monobloculuí cu rezistență și stabilitate asigurată într-o masă pulverulentă granulară cu stabilitatea dată numai de frecarea uscată dintre particule, fig. 7.1. La sfârșitul acestui proces se anulează rezistența la întindere și forfecare iar rezistența la compresiune devine minimă.

b) Degradarea ductilă, proprie metalelor cu structură policristalină se manifestă prin reașezarea cristalelor în timpul curgerii și al ecruisării. În cazul acțiunii seismice, cel mai bun material nu este nici cel mai ductil și nici cel mai rezistent, ci materialul cel mai stabil la degradare ciclică.

Dintre parametrii mişcării seismice de care se ţine seama în mod explicit în roiectare şi/sau evaluare, vârful acceleraţiei terenului este hotărâtor. Dar un singur ırametru nu are suficientă substanţă pentru a descrie riscul seismic al unui nplasament. Experienţa a confirmat că avariile construcţiilor nu pot fi bine ɔrelate cu vârful acceleraţiei terenului. De asemenea, răspunsul spectral, ca o ıncţie caracteristică pentru riscul seismic al amplasamentului nu garantează un vel consistent pentru siguranţa structurală. Descriptori mai buni ai potenţialului : avariere ai unui cutremur trebuie să fie parametrii mai direct legaţi de energia işcării seismice. Aceştia pot fi:

i) vârful vitezei de propagare a undelor de la suprafaţa terenului

ii) ordonatele spectrului vitezei

iii) durata mişcării puternice, aproximată prin timpul în care se scurge 5% spectiv 95% din energia mişcării.

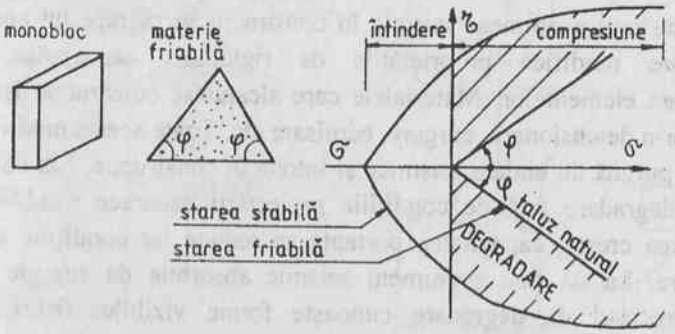


Fig. 7.1. Degradarea casantă.

Sarcinile activităţii de proiectare care derivă din aceste considerente sunt:

1) Procesarea statistică a cât mai multor înregistrări. Pentru o cunoaştere ai completă a mişcării seismice în amplasament, spectrul de răspuns seismic :buie să rezulte din procesarea statistică a cât mai multor înregistrări. Răspunsul ismic liniar obţinut prin analiză modal-spectrală nu poate prezice comportarea ucturilor, astfel că verificarea neliniară devine cea mai potrivită pentru nstrucţii supuse la cutremure puternice.

2) Înregistrările seismice practicate de regulă în staţii seismice, **trebuie odificate şi scalate** în raport cu condiţiile relevante ale subsolului.

3) Accelerogramele simulate numeric la care se apelează de multe ori din uza penuriei de înregistrări reale, trebuie **ajustate pentru terenul amplamentului**. Pentru aceste accelerograme se pot folosi modele mai mult sau mai ţin complicate de mişcări ale rocei de bază, ţinând seama de stratele sedimentare re pot filtra anumite componente ale mişcării. Este recunoscut faptul că pachete ɔase de sedimente filtrează mişcarea seismică, lăsând active numai componentele perioadă mare.

După potenţialul lor de avarie cutremurele se pot clasifica în:

a) cutremure de tipul S (puternic) având următoarele caracteristici: mişcarea puternică de durată sub 10 secunde, energie joasă purtată de unde de perioadă mare, perioada dominantă sub valoarea de 1 sec., iar raportul acceleraţie / viteză supraunitar;

b) cutremure de tipul L (slab) caracterizate de energie înaltă purtată de unde de perioadă mică, mişcarea puternică de durată mai mare de 15 sec., perioada dominantă mai mare decât 1 sec., iar raportul acceleraţie / viteză superior lui 0,8

c) cutremure de tipul M (mediu) cu parametri intermediari celor de mai sus.

Compararea răspunsului neliniar scoate în evidenţă următoarele aspecte:

– în domeniul micilor neliniarităţi nu sunt diferenţe marcante ale răspunsului neliniar la cutremurele M şi L;

– în domeniul marilor neliniarităţi, cutremurele L cer ductilitate mai mare;

– la excitaţii de tipul S şi M metodele bazate pe tehnicile de analiză curentă au arătat că detalierea impusă de norme este suficientă pentru construcţiile obişnuite;

– în excitaţiile de tipul L metoda analizei biografice neliniare trebuie folosită.

7.2. AVARIEREA ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII

Analiza avariilor provocate de cutremure este de o importanţă deosebită în aprecierea valabilităţii normativelor de proiectare, a tehnologiei de execuţie, a instrucţiunilor de exploatare şi întreţinere a construcţiilor. Inventarierea cu conştiinciozitate şi profesionalism a avariilor are un rol determinant. Comentarea avariilor trebuie făcută corelând intensitatea seismică a evenimentului, modul de a reacţiona al construcţiei, rolul elementului avariat şi tipul avariei. O gândire globală aduce în matricea de judecată natura terenului de fundaţii, tipul fundaţiilor, suprastructura (dimensiuni în plan orizontal şi vertical, rigiditate-salturi de rigiditate, mase inerţiale, particularităţi). Calitatea execuţiei, natura şi calitatea materialelor, modificări post-execuţie aduse construcţiei, sunt alte aspecte care trebuie considerate.

7.2.1. AVARIEREA STÂLPILOR DIN BETON ARMAT

Avariile consemnate la stâlpii din beton armat pot fi clare sau confuze din punct de vedere al mecanismului şi cauzelor. Avarierea stâlpilor este legată de preponderenţa solicitărilor M, N, T. Stâlpii zvelţi ($\lambda = H/B > 5$), cu moment încovoietor dominant, se avariază prin formarea de articulaţii plastice la extremităţi, fig. 7.2 a. Armătura de rezistenţă curge, betonul fisurează în zona întinsă şi exfoliază în zona comprimată. La acest tip de avarie se concentrează solicitări cu valori mari. Formarea articulaţiei plastice are loc datorită unei

conformări corecte trisimensionale a masei interioare a betonului cu armătura transversală suficientă şi efortul de compresiune de valoare moderată. În cazul unei forţe axiale mari, armătura transversală - etrierii - nu pot opri exfolierea laterală.

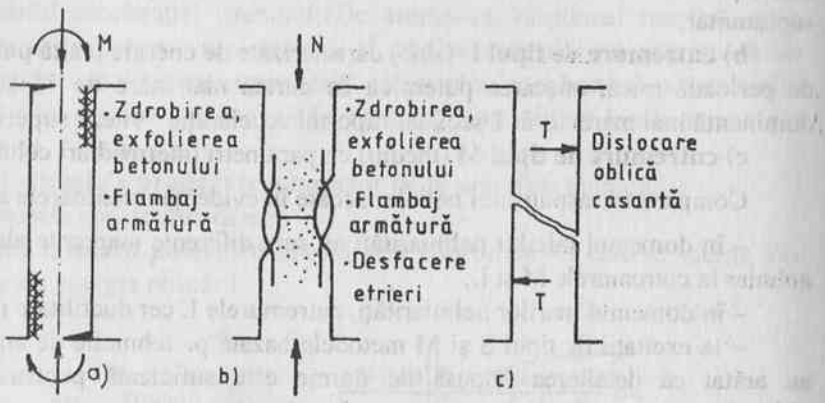


Fig. 7.2. Avarii specifice la stâlpii din beton armat.

Solicitarea stâlpilor de către acţiuni necontrolate poate conduce la ruperi casante. În fig.7.3.a scurtarea stâlpilor este determinată de prezenţa unui parapet puternic, a unei centuri rigide în fig. 7.3 b, ori a unei rampe de scară fig. 7.3 c, care modifică lungimea de flambaj a stâlpului şi viciază astfel condiţiile proiectării.

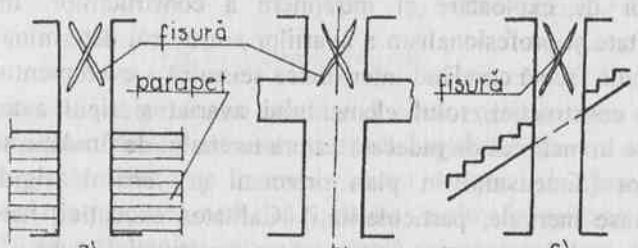


Fig. 7.3. Avarierea stâlpilor prin acţiuni necontrolate

7.2.2. AVARIEREA GRINZILOR DIN BETON ARMAT

Cazurile de avarie clară a grinzilor pot fi următoarele:

– formarea articulaţiilor plastice la capetele încastrate cu fisuri normale pe axa grinzii şi curgerea armăturii fig. 7.4 a.

– fisuri normale pe axa grinzii în zonele neacoperite cu armătură, fig. 7.4 b.

– fisuri oblice, casante din eforturile principale de întindere; aceste fisuri pot fi oblice fine şi distribuite, alteori pot fi izolate, deseori sunt mai mari la capete, fig. 7.4 c.

Armăturile controlează şi întârzie ruperea în elementele din beton armat, procesul de degradare fiind iniţiat de fisurarea betonului din zona întinsă. Alungirea inelastică a armăturii, la elementul cu fisură, împiedecă închiderea fisurii când încărcarea schimbă sensul, astfel că la încărcare ciclică se produce lărgirea treptată a fisurii şi curgerea armăturii.

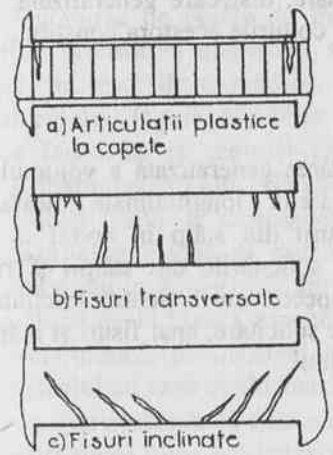


Fig. 7.4. Avarii tipice la grinzi.

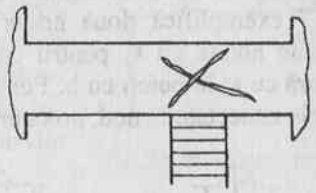


Fig. 7.5. Avarierea grinzii ca urmare a unui reazem nou construit.

De cele mai multe ori, configuraţia avarierii este neclară, deoarece concură şi fenomene auxiliare. Micşorarea deschiderii unor grinzi datorită prezenţei unor ziduri bine împănate. În general, orice reazem intermediar nou creat conduce la avarii casante deoarece el nu a contat la proiectare şi, în consecinţă, grinda nu are armătură ridicată pe reazem pentru a prelua noua stare de solicitare, fig. 7.5. Zidăria înrămată poate provoca efectul de tirant în grinda. Din forţa de inerţie generată de zidăria înrămată, suprapusă cu momentul încovoietor, iau naştere, în multe secţiuni, fisuri casante normale sau aproape normale pe axa grinzii, fig. 7.6. Rama (cadrul) deformată dă naştere în zidărie la aşa-numita „diagonală lată" comprimată care contribuie la efectul de tirant.

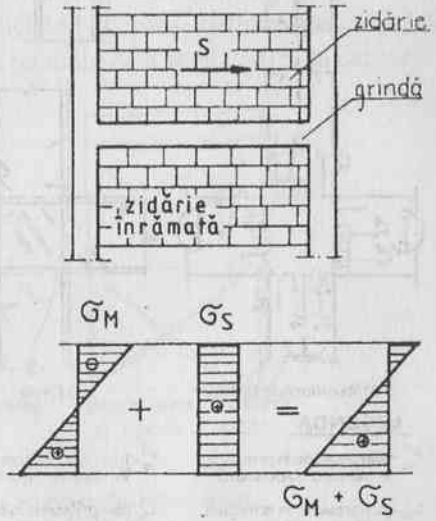


Fig. 7.6. Avarii tipice la grinzi.

7.2.3. AVARIEREA PANOURILOR DIN ZIDĂRIE

Panourile de zidărie se pot avaria în configurații multiple și variate funcție de rămare, prezența golurilor, calitatea mortarului, tipul cărămizilor (pline, cu luri, din b.c.a.), grosimea tencuielii. Avariile acestui element de construcție pot fisuri superficiale în tencuială, crăpături pătrunse simple sau în X, separarea nourilor de structura din beton armat, deplanare, dislocare generalizată. Când dăria înrămată are goluri pentru ferestre și uși, colțurile acestora constituie locul inițiere al fisurilor și crăpăturilor.

7.2.4. AVARIEREA NODURILOR

Acest fenomen s-a manifestat prin degradarea generalizată a volumului de ton din intersecția teoretică, flambarea barelor longitudinale, desfacerea ierilor, exfolierea betonului, continuarea fisurii din stâlp în nodul teoretic. g. 7.7 exemplifică două noduri de cadru cu solicitările din stâlpii și riglele iacente notate cu C pentru compresiune, respectiv cu T pentru tracțiune, în nătură cu a, în beton cu b. Funcție de starea de solicitare, apar fisuri și crăpături barele conectate la nod, precum și în masa nodului.

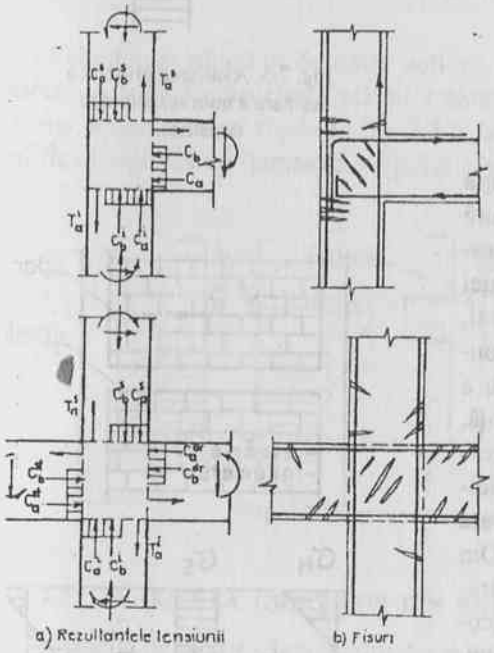


Fig. 7.7. Avarii la noduri de cadre din b.a.

7.2.5. AVARIEREA DIAFRAGMELOR DIN BETON ARMAT

Pereții structurali preiau de regulă partea cea mai mare a forțelor orizontale în special la nivelele inferioare ale clădirilor multietajate. Ei sunt alcătuiți din montanți legați cu rigle de cuplare (buiandrugi). La construcțiile înalte asemenea pereți sunt zvelți, raportul înaltime/lățime fiind mare. Numai în cazul pereților scurți, denumirea de perete de forfecare este justificată. Grinzile de cuplare a montanților constituie elementul sensibil al ansamblului care concentrează, în principal, procesul de degradare. Clădirile alcătuite cu diafragme continue, în sistemul celular, fagure sau liber au evidențiat avarii specifice localizate la aceleași elemente: buiandrugi, șpaleți și foarte rar la bulbi. Buiandrugii reprezintă cea mai sensibilă parte a diafragmei la avarii. Ei se deformează elastoplastic și prezintă armătură cursă, fisuri oblice sau în X, fig. 7.8. Procesul de avariere se poate extinde de la câteva niveluri, la toată înălțimea diafragmei. Întrucât buiandrugul nu poate fi izolat de dala planșeului cu care conlucrează, uneori fisurile din buiandrug s-au continuat în dala acestuia.

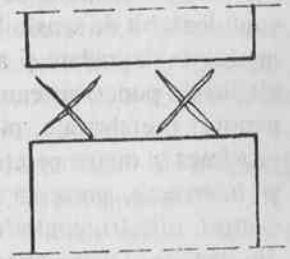


Fig. 7.8. Buiandrug fisurat.

Diafragmele pline pot prezenta beton strivit, forfecat, exfoliat la baza lor, iar armăturile longitudinale flambate, cele transversale desfăcute fig. 7.9. Șpaleții (corpul diafragmelor) pot prezenta fisurare multiplă pe direcții preferențial oblice (datorită eforturilor principale de întindere) dar există cazuri de fisurare verticală sau orizontală. La clădirile cu parter flexibil, datorită saltului de rigiditate existent la nivelul trecerii de la parter (pe stâlpi) la etaje (în diafragme), procesele energetice se concentrează la parter, suprasolicitând stâlpii și eventualele zidării de la casa scării și a liftului. Stâlpii parterului au tendința de a se plastifica la capete.

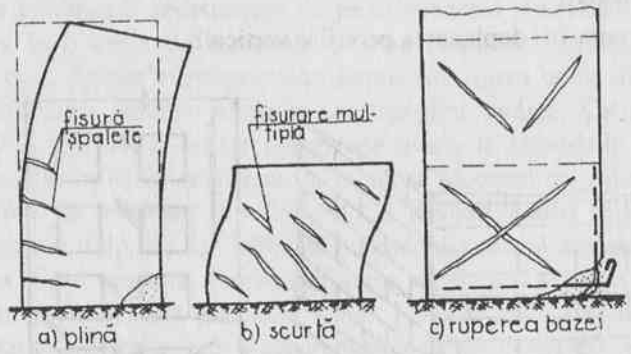


Fig. 7.9 .Avarii la diafragme verticale din beton armat.

Tubul casei scărilor, împreună cu subansamblul spațial rampe-podeste, ca diafragme orizontale în dreptul palierelor de legătură cu tubul liftului, constituie un

sistem spațial cu o bună comportare, indiferent de tipul de structură din care face parte. Avariile semnalate la acest subansamblu sunt: fracturarea plăcilor în zona de legătură, rampă-podest, fisuri și crăpături în pereții tubului (mai ales la zidărie), fisuri și crăpături în diafragme orizontale.

7.2.6. AVARIEREA ZIDĂRIILOR

Construcțiile din zidărie sunt cele mai vulnerabile la acțiunea seismică, datorită rezistenței slabe la eforturile de lunecare, respectiv la întindere a mortarului. Tendința de rupere casantă este problema centrală a zidăriei. Zidăriile sunt deosebit de sensibile la efectul seismic. O gamă largă de factori condiționează modul de degradare și avariere a zidăriilor. Astfel, forma în plan (clădiri tip bară, clădiri tip punct) sistemul constructiv al planșeelor (monolite, din fâșii prefabricate, panouri prefabricate, planșee pe grinzi de lemn, planșee pe bolți din cărămidă) grosimea și marca pereților portanți, existența sâmburilor din beton armat la colțuri și intersecții, prezența sau absența unor elemente de întărire (stâlpișori, rigle, centuri, pilaștri, contraforți) influențează în mod substanțial configurația avariilor din zidărie. Dintre avariile caracteristice provocate de cutremur la clădirile din zidărie, se pot menționa următoarele:

– fisuri oblice, mai ales în pereții longitudinali, amorsate la golurile de uși, ferestre, care se pot deschide formând crăpături; traiectul acestor fisuri, crăpături coincide cu direcția eforturilor principale deci linii înclinate la 45^0 sau în forma literei X, fig. 7.10 a.

– fisuri orizontale la pereții situați mai ales sub planșeul de peste parter sau la partea inferioară și superioară a plinurilor dintre ferestre, fig.7.10 b;

– fisuri verticale de lungime mare în pereți, uneori pe toată înălțimea peretelui, o continuare a fisurilor apărute în rosturile dintre elementele prefabricate le planșeelor, în parapeții ferestrelor sau la intersecția diafragmelor transversale cu ele longitudinale;

– deplasarea ori deplanarea pereților verticali;

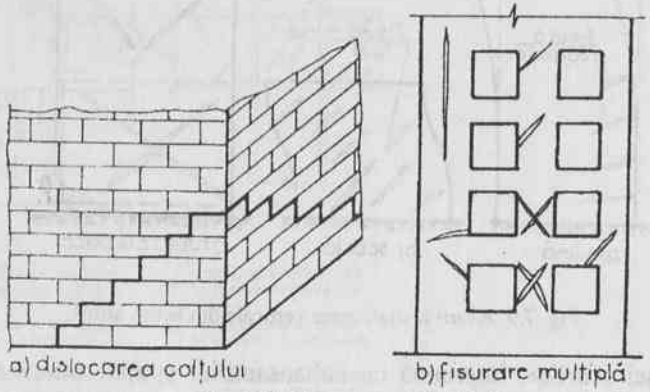


Fig. 7.10. Câteva avarii la zidării.

– dislocări și expulzări de zidărie la colțurile clădirilor.

Zidăriile neportante se avariază mai puternic datorită zvelteței lor. Asemenea zidării, dacă nu sunt ancorate, pot deseori să capoteze parțial sau total. Sunt multe exemple de pereți despărțitori, calcane, aticuri care s-au prăbușit sporind avariile altor elemente.

7.2.7. DEGRADĂRII ȘI AVARII LA ELEMENTE DIN OȚEL

Construcțiile din oțel au dovedit întotdeauna o foarte bună comportare la seisme de intensitate mare. Aceasta se explică, în mod deosebit, prin ductilitatea oțelului de construcții. În mod normal, la seisme de intensitate mică și moderată, elementele din oțel lucrează în domeniul elastic. Șansa de supraviețuire la cutremure puternice a construcțiilor din oțel depinde de capacitatea oțelului de a absorbi o cât mai mare cantitate de energie prin deformare plastică în cicluri stabile.

Degradările consemnate la construcțiile din oțel au caracter local. Ele afectează stabilitatea unor elemente și/sau integritatea unor îmbinări. Se pot enumera:

– pierderea stabilității unor stâlpi, voalarea inimii la unele grinzi, vicierea stabilității unor bare aparținând unor ferme sau contravântuiri ori burdușirea mantalei la unele rezervoare. Aceste degradări își au originea în manifestarea unor stări de tensiune care au depășit capacitatea portantă ori stabilitatea elementului;

– ruperea unor îmbinări, smulgerea sau forfecarea buloanelor de ancoraj, care se explică prin deplasarea mare a reazemelor, care nu a putut fi urmărită de structura metalică (la construcții mixte oțel-beton);

– fisurarea sudurilor la rădăcina lor datorită fragilității materialului depus prin sudare, material care s-a răcit în condiții atmosferice și a dat naștere la tensiuni reziduale peste care s-au suprapus cele de serviciu și din cutremur;

– alunecarea de pe reazeme mobile de tip rulou sau smulgerea de pe reazem a fermelor, constituie o altă avarie constatată la construcțiile din oțel;

Ultimele cutremure devastatoare de pe continentul American și arhipelagul Nipon au dus la o criză de încredere privind răspunsul seismic favorabil al clădirilor din oțel. Aceste evenimente au impus revizuirea uneia dintre cele mai productive tehnologii, anume aceea a construcțiilor sudate. Cutremurul de la Northridge 1994 (S.U.A) a cauzat numeroase avarii la îmbinările sudate, riglă-stâlp, la structurile în cadre rezistente la moment încovoietor. Adoptat de codul californian, tipul de îmbinare din fig. 7.11 a devenit foarte popular. Flanșele sudează de flanșele stâlpului, iar inima se bulonează sau sudează, de placa sudată pe stâlp pe axa inimii acestuia. Pentru sprijinirea riglei ca și pentru a realiza suduri pătrunse, pe stâlp se sudează plăcuțele scaun. La cele peste 100 clădiri înalte și joase expertizate s-au detectat fisuri și ruperi casante de tipul celor din fig. 7.11 a,b,c,d. Ruperi casante au fost identificate cu zonele nepătrunse ale rădăcinii sudurii în care s-a constatat porozitate mare, incluziuni și intruziuni. Invariabil, s-au detectat ruperi casante exprimate de fisuri la mijlocul lățimii flanșei riglei la locul prinderii sudate a acesteia de plăcuța scaun. Tot la clădiri, în cadre rezistente la moment încovoietor,

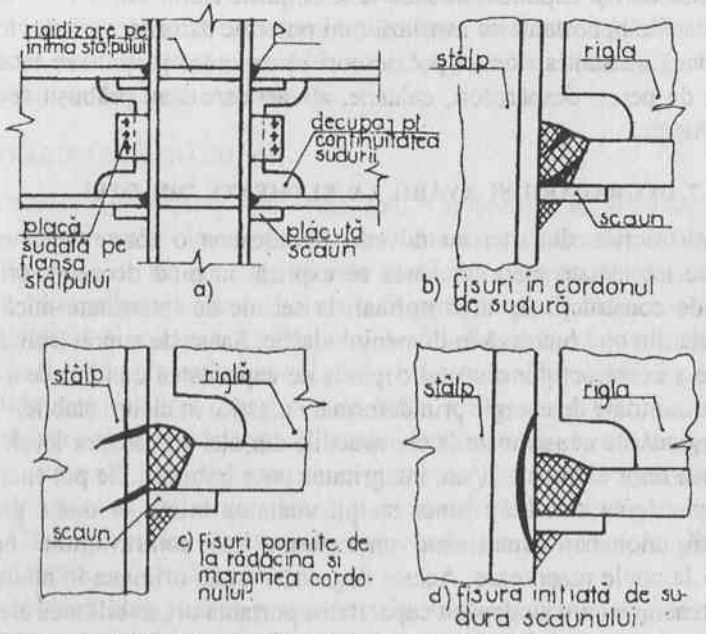


Fig.7.11. Îmbinare sudată riglă – stâlp cu fisuri postcutremur.

au constatat ruperi fragile la îmbinarea riglă-stâlp în urma cutremurului de la obe, 1995 (Japonia). Modelul îmbinării redat de fig. 7.12 este destinat pentru ul de cadru cu riglă slabă-stâlp puternic, pentru a favoriza formarea articulațiilor astice la extremitățile riglei. La acest tip de îmbinare s-au detectat ruperile fragile n zonele:

– zona vârfului decupajului inimii riglei, care constituie un concentrator de siuni 1);

– zona prinderii flanşei riglei de diafragmele stâlpului-2), 3);

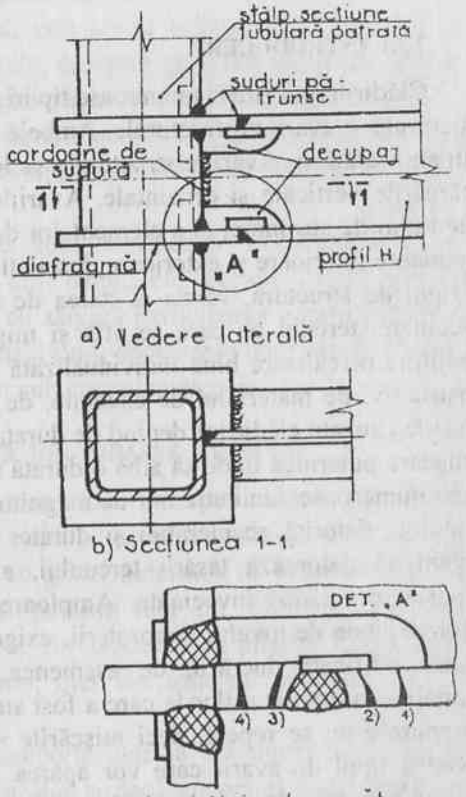
– zona diafragmei dintre cordoanele de prindere ale peretelui stâlpului-4).

Cauzele acestor ruperi se apreciază prin:

i) depăşirea capacităţii de absorbţie a energiei materialului cordonului la re s-au determinat valori mult reduse pentru rezistența de curgere, rezilienţă şi ezistența de rupere pentru probe din electrozii folosiți la aceste îmbinări. Aceste ne de rupere casantă se explică prin constituenții cu rupere fragilă ai metalului de ză din zona influenței termice a cordonului de sudură, prin nucleerea fisurii în nctele de concentrare a tensiunilor.

ii) modificarea calităţii materialului de bază în zona influenței termice a rdonului de sudură, fig. 7.13, unde apar inerent componente cu ruperi fragile, ca nare a gradientului termic de răcire. Procesul metalurgic redat de diagrama Fe-C la elaborarea oțelului are loc şi în procesul de sudare cu produşi similari, fig. 7.13.

Fig. 7.12. Model de îmbinare sudată la „riglă moale–stâlp puternic"



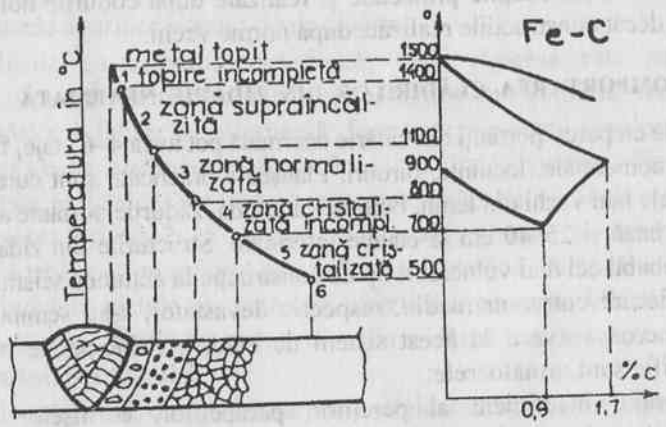


Fig. 7.13. Modificări structurale în zona influenței termice a cordonului de sudură.

7.3. COMPORTAREA SEISMICĂ A CLĂDIRILOR

7.3.1. INTRODUCERE

Clădirile pot suferi numeroase tipuri de avarie, care pot fi clasificate în avarii structurale şi avarii nestructurale. Ambele feluri de avarii pot fi periculoase pentru ocupanţii clădirii. Avariile structurale se localizează la sistemul portant care preia încărcările verticale şi orizontale. Avariile nestructurale nu alterează integritatea sistemului de susţinere, ci a elementelor de compartimentare, elemente decorative, ornamente interioare şi exterioare, instalaţii etc. Avariile care apar la clădiri depind de tipul de structură, vârsta şi starea de uzura a clădirii, apropierea de clădirile învecinate, terenul pe care se află şi mişcarea lui seismică. Fiecare construcţie constituie o realizare bine individualizată de caracteristicile ei vibratorii, de tipul constructiv, de materialul de execuţie, de geometria în plan orizontal şi vertical. Avariile cauzate clădirilor depind de durata şi intensitatea mişcării terenului, astfel o mişcare puternică tinde să aibă o durată mai lungă şi, în consecinţă, să provoace avarii numeroase. Un cutremur de magnitudine mai mică decât 5 nu este potenţial periculos, datorită acceleraţiei şi duratei relativ mici. Totuşi, avariile care pot surveni se datorează tasării terenului, alunecărilor acestuia, ori coliziunii cu corpurile de clădiri învecinate. Amploarea avariilor rezultate dintr-un cutremur major depinde de nivelul cunoaşterii, exigenţa proiectării, şi calitatea execuţiei la vremea edificării lucrării, de asemenea, de întreţinerea clădirii, mărimea şi raţionalitatea intervenţiilor la care a fost supusă pe durata exploatării ei. Deoarece cutremurele nu se repetă, deci mişcările seismice nu sunt identice, nu se poate prevedea tipul de avarii care vor apărea la clădiri. Totuşi, există un număr de tendinţe generale de avariere, care au fost constatate la majoritatea cutremurelor. Câteva exemple sunt edificatoare. Expertizele post-seismice au remarcat comportarea mai bună a clădirilor din oţel în comparaţie cu cele din beton şi net superioară faţă de cele din zidărie. Construcţiile proiectate şi realizate după codurile noi au avut mai puţine avarii decât construcţiile realizate după norme vechi.

7.3.2. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DIN ZIDĂRIE NEARMATĂ

Clădirile cu pereţi portanţi din zidărie nearmată pot avea 4–6 etaje, fiind destinate pentru spaţii comerciale, locuinţe, birouri. Planşeele practicate sunt curent din beton armat iar la cele mai vechi din lemn, bolţi de cărămidă. Zidurile portante au grosime de 60–70 cm la bază şi 25–40 cm la etajele inferioare. Structurile din zidărie nearmată constituie probabil cel mai vulnerabil tip de construcţie la acţiunea seismică.

După fiecare cutremur mediu, respectiv devastator, s-au semnalat cele mai grave şi numeroase avarii la acest sistem de clădiri. Principalele observaţii cu caracter specific sunt următoarele:

– ancorajul insuficient al pereţilor, parapeţilor, cornişelor în planşee, determină tendinţa lor de detaşare iar prăbuşirea pereţilor portanţi poate însemna colapsul clădirii;

– zvelteţea pereţilor, în cazul înălţimii mare de etaj, ca şi a grosimii mici a zidăriei mai ales la zidurile neportante, este cauza prăbuşirii sub efectul unei încărcări laterale, perpendiculare pe perete; colapsul pereţilor neportanţi prezintă riscul căderii unor obiecte ca şi al prăbuşirii parţiale a pereţilor portanţi;

– rezistenţa mică la forfecare a mortarului mai ales la clădirile vechi, este principala cauză a avariilor; pereţii portanţi sunt puternic fisuraţi, crăpaţi, cu cărămizi expulzate;

– deformaţiile laterale excesive sunt consecinţa flexibilităţii mari a diafragmelor orizontale – planşeele din lemn; ele permit deformaţii mari perpendiculare pe planul unor pereţi şi nu asigură participarea tuturor pereţilor la preluarea încărcării orizontale. Consecinţele sunt: deplanarea unor pereţi, ieşirea de pe aliniament, dar mai ales prăbuşirea lor sub greutatea proprie.

7.3.3. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DIN ZIDĂRIE ARMATĂ

Acest tip de clădire este destinat pentru locuinţe, spaţii comerciale şi clădiri industriale. De regulă au până la 5 etaje şi ating o înălţime medie. Pereţii perimetrali sunt portanţi, iar planşeele au grinzi puternice de lemn sau de metal care se descarcă local pe zidărie. Pereţii portanţi sunt din zidărie armată care se îmbină la intersecţii şi colţuri. Se întăresc din loc în loc cu pilaştri. Elementele de susţinere interioare sunt stâlpi din lemn, oţel sau schelete portante din lemn, respectiv zidărie.

Clădirile din zidărie armată se comportă bine la cutremure moderate dacă pereţii sunt întăriţi şi îmbinaţi corespunzător şi dacă ancorajul diafragmelor este suficient. Una dintre problemele majore constă în asigurarea calităţii manoperei de şantier printr-un control permanent şi riguros. Insuficienta îmbinare a zidurilor, insuficienta armare, absenţa elementelor de asamblare între diafragme şi ziduri constituie cauzele avariilor acestui tip de clădire.

La zidurile cu armătură interioară, unde ruperea este patronată de încovoiere, comportarea este aproape elastoplastică cu ductilitate remarcabilă şi mici deteriorări sub încărcare alternantă; face excepţie cazul marilor deformaţii. Dacă ruperea este consecinţa forfecării, are loc fisurarea diagonală, iar ductilitatea este mai mică, iar în prezenţa unor încărcări verticale mari se poate produce ruperea casantă. Fisurarea diagonală atrage o deteriorare mai pronunţată. Armarea numai pe perimetrul panourilor de zidărie a arătat o comportare bună la testele cu încărcări alternante pe mese vibrante lente. De asemenea, armarea uşoară a panourilor din zidărie cu cărămizi cu goluri a asigurat un răspuns favorabil.

Clădirile cu pereţi din zidărie armată şi planşee din beton armat pot suferi avarii pentru neajunsurile menţionate mai sus. De asemenea, o ancorare mediocră a planşeelor din elemente prefabricate poate constitui cauza unor avarii.

7.3.4. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DIN BETON ARMAT

7.3.4.1. Cadre rezistente la moment încovoietor

Asemenea clădiri sunt masive şi au destinaţii diverse: spaţii comerciale, spaţii ıdustriale, locuri de îngrijire, locuri de detenţie etc. Cadrele din beton armat sunt ructuri relativ flexibile, care necesită măsuri speciale pentru prevenirea avariilor ementelor nestructurale. În funcţie de solicitarea predominantă, proiectarea ferenţiază două tipuri de cadre: cadre solicitate de forţele gravitaţionale ezistente la moment încovoietor) şi cadre solicitate de forţe gravitaţionale şi forţe terale, seismice (rezistente la moment şi forţă tăietoare). Proiectarea uzează de ıdre în două variante:

i) cadrul neductil cel mai frecvent fără pereţi armaţi de umplutură;

ii) cadru ductil din beton armat.

Următoarele sesizări au rezultat la inspecţiile post-cutremure a clădirilor avariate:

– rigiditatea slabă a structurii a permis deplasări laterale mari care au condus avarierea elementelor nestructurale;

– rezistenţa la forfecare mică, insuficientă, a stâlpilor a fost cauza ruperii prin forfecare, înainte de a se mobiliza capacitatea portantă la încovoiere;

– o legătură inadecvată riglă-stâlp sau prezenţa înădirilor la armături prea roape de stâlp a condus la rupere;

– absenţa continuităţii armăturii grinzilor duce la formarea articulaţiilor astice, mai ales când încărcarea schimbă de sens;

–o ancorare insuficientă favorizează o rupere casantă la forfecare sau com-esiune;

– distanţa mare între etrierii stâlpului conduce la confinarea slabă a betonului la rupere prin forfecare;

– o lăţime inadecvată a rostului seismic între două blocuri de clădiri vecine ate fi cauza coliziunii lor şi a avariilor rezultate din acest accident.

Clădirile în cadre de beton armat cu zidărie de umplutură prezintă în plus cul căderii zidurilor dacă deformaţiile laterale sunt mari.

7.3.4.2. Clădiri din diafragme de beton armat

Clădirile din diafragme de beton armat pot atinge până la 30 de etaje, putând destinate ca stabilimente de îngrijire, detenţie, imobile de locuinţe sau merciale. Diafragmele din beton armat se dispun perimetral, ca elemente de mpartimentare interioară sau în jurul caselor de scări ori a blocului tehnic. Pereţii ucturali preiau, de regulă, partea cea mai mare a forţelor orizontal, în special la elele inferioare ale construcţiilor multietajate. Ei sunt alcătuiţi din montanţi aţi cu rigle de cuplare (buiandrugi). La construcţiile înalte, asemenea pereţi sunt elţi, raportul dintre înălţimea peretelui şi lungimea lui fiind mare. Grinzile de plare a montanţilor constituie elementul sensibil al ansamblului, în ele ıcentrându-se procesul de degradare.

Acest tip de clădire are o reacţie seismică mai bună decât cele în cadre, deoarece prezenţa diafragmelor măreşte rigiditatea şi rezistenţa la forfecare. Câteva tipuri de avarii mai frecvente au fost cauzate de discontinuităţi verticale, neregularităţi în plan orizontal, neglijenţe de execuţie. Astfel se pot menţiona:

– crăpături în jurul golurilor de uşi şi ferestre;

– ruperi de forfecare în îmbinări de pereţi la eforturi mai mici decât capacitatea portantă;

– ruperi datorită încovoierii pe lungimea de suprapunere insuficientă a armăturilor;

– fisurarea puternică a grinzilor de cuplare şi formarea articulaţiilor plastice.

7.3.4.3. Structuri prefabricate din beton armat

Un prim tip de construcţie folosit, are ca sistem de rezistenţă cadre realizate din stâlpi şi grinzi prefabricate şi asamblate la şantier. Pentru grinzi s-a practicat secţiuni T, dublu T, dreptunghiulare, în forma literei pi. Deseori grinzile prefabricate sunt precomprimate. Secţiunile uzuale ale stâlpilor sunt: cruce, T şi dreptunghiulare. Pentru planşee se folosesc dale prefabricate şi asamblate la şantier.

Comportarea seismică a acestui tip de clădire la cutremure moderate a fost bună, depinzând, în mare măsură, de comportarea pieselor de asamblare a elementelor structurale. După cum acestea au avut sau nu ductilitate suficientă, răspunsul seismic variază între bun şi foarte bun. Dintre problemele specifice acestui tip de clădire se menţionează:

– ruperea pieselor metalice de asamblare dintre elementele de beton; de regulă acestea se conectează prin sudură de şantier, care favorizează apariţia unor componente cu rupere fragilă în cordoanele de sudură şi concentratori de tensiuni;

– suprafaţa de rezemare a unor prefabricate s-a dovedit insuficientă: la consola stâlpului pentru grinzile prefabricate, la grinzi pentru dala planşeului sau pentru pereţi;

– elementele de asamblare la baza stâlpilor prefabricaţi, pentru fixarea panourilor de perete au fost nepotrivite unor deplasări dinamice;

– conectorii de metal dintre prefabricate au suferit coroziune puternică, ce le-a micşorat capacitatea portantă;

– urmare a fluajului, respectiv a contracţiei betonului, s-au suprapus tensiuni din deformaţii şi deplasări împiedecate cu cele din acţiunea seismică.

Un alt tip de clădiri din beton armat prefabricat constă din diafragme verticale cunoscut sub numele de clădiri din panouri mari. Planşeele sunt dale sau fâşii prefabricate. Asemenea clădiri sunt destinate cu precădere pentru locuinţe, dar pot servi şi ca spaţii industriale, comerciale sau birouri. Elementele prefabricate care sosesc la şantier sunt bine proiectate, bine executate, urmând a fi asamblate în condiţii mai puţin riguroase. Monolitizarea panourilor în forma de clădire se face prin intermediul stâlpişorilor de la colţuri, respectiv de la intersecţii de pereţi.

Pe durata unui cutremur s-au constatat următoarele avarii:

– ieşirea sau ruperea ancorajelor slabe şi ieşirea de pe aliniament a panourilor le pereţi;

– evazarea panourilor şi căderea dalelor de planşeu;

– fisurarea zonei de legătură panou-stâlpişor care duce la pierdere din ezistenţa la forţe laterale a clădirii.;

– fisurarea buiandrugilor panourilor de pereţi;

– fisurarea monolitizării dalelor de planşeu cu diafragmele pereţi, datorită efectului de răsucire a planşeului

7.3.5. COMPORTAREA CLĂDIRILOR DIN LEMN

7.3.5.1. Structuri uşoare din lemn

Construcţiile uşoare din lemn au ca destinaţie: spaţii comerciale, birouri, ocuinţe, locuinţe de vacanţă. Înălţimea acestor clădiri poate atinge trei etaje. Structura verticală de rezistenţă este realizată din stâlpi aşezaţi la o anumită listanţă şi contravântuiţi cu diagonale sau panouri prefabricate din lemn. ncărcările sunt mici, iar golurile pentru uşi, ferestre sunt neexagerate. Asemenea lădiri au avut o bună comportare la cutremur datorită sistemului structural, a naselor inerţiale mici, şi a dimensiunilor reduse. S-au semnalat fisuri în placaje are nu au afectat capacitatea portantă a clădirii, deoarece acest tip de structură bsoarbe o mare parte din energia seismică indusă.

O avarie majoră întâlnită, provine din ancorarea slabă a pereţilor de fundaţii. Construcţiile de acest fel au fundaţii din zidărie de piatră, zidărie din cărămidă earsă, sau beton simplu. Primele două feluri de fundaţii au o rezistenţă mică la orfecare şi pot avea deformaţii mari care conduc la avarii însemnate ale construcţiei.

Garajele amenajate la parterul acestor construcţii se prezintă cu deschidere nare în pereţi, care slăbeşte rigiditatea laterală a clădirii. Acest perete, practic, nu feră nici o rezistenţă la forţele laterale, ceea ce constituie o problemă, mai ales ând deasupra garajului este o încărcare mare. Imobilele cu garaje la parter au rătat avarii grave după cutremure, iar multe s-au prăbuşit. Unele din aceste tructuri din lemn au pereţii placaţi cu zidărie, care pe durata cutremurului se poate letaşa fie din cauza mortarului, fie din cauza fixării insuficiente. La asemenea lădiri se practică coşuri de fum din zidărie nearmată, care prezintă riscul răbuşirii. Ele sunt adesea legate prost de clădire şi pot cădea la şocuri mici. Când oşul de fum este din zidărie armată comportarea lui este mult mai bună.

7.3.5.2. Clădiri cu structura din stâlpi şi grinzi de lemn

După cum arată şi numele, la aceste clădiri se folosesc piese dreptunghiulare 15 cm × 15 cm), uneori stâlpi circulari contravântuiţi şi asamblaţi cu grinzi uternice. În structură se încadrează diferite tipuri de zidării exterioare: din ărămidă, piatră. Destinaţia acestor clădiri o constituie spaţiile comerciale şi ndustriale, depozite, birouri, biserici, săli pentru manifestaţii cultural-sportive.

Clădirile din stâlpi şi grinzi de lemn au tendinţa bunei comportări la cutremur mai ales dacă sunt contravântuite adecvat. S-a constatat că pereţii nu au suficiente antretoaze pentru a rezista la mişcarea orizontală, în consecinţă ei se deformează excesiv rezultând deplanări, ieşiri de pe aliniament, evazări la parte superioară. Placajele din zidărie suferă desprinderi şi fisurări puternice. La asemenea construcţii, se constată o mare deteriorare a lemnului ca urmare a intemperiilor şi lipsei de întreţinere ceea ce reduce rezistenţa la forţe laterale a clădirii.

7.3.6. CLĂDIRI CU SCHELET DIN OŢEL

7.3.6.1. Constatări generale

În comparaţie cu alte tipuri de clădiri, clădirile cu schelet din oţel au arătat o comportare bună la cutremure din cauza rezistenţei, flexibilităţii şi a capacităţii de absorbţie a energiei seismice induse. Rare sunt exemplele de clădiri din oţel care au capotat la un cutremur. Avariile întâlnite includ:

– deteriorarea elementelor nestructurale: pereţi exteriori, pereţi despărţitori, ca urmare a deplasărilor laterale mari ale scheletului de rezistenţă;

– deteriorări la finisaje şi consolidări insuficient ancorate sau defectuos realizate;

– ciocnirea corpurilor învecinate când mărimea rostului seismic a fost prea mică.

7.3.6.2. Cadre din oţel rezistente la moment încovoietor

Acest tip de structură constă din stâlpi şi rigle de oţel, sunt dimensionate să preia încărcările verticale şi orizontale. În general, structura este acoperită de pereţi exteriori din materiale diferite:zidărie de cărămidă, panouri din prefabricate de beton , panouri din tablă cutată sau azbociment. Structura de rezistenţă se repartizează pe toată suprafaţa în plan a clădirii având deschideri şi travei de 6-12-15 m. Planşeele pot fi diafragme de beton armat sau platelaje. Foarte frecvent pereţii exteriori sunt de tip cortină. Ei sunt placaţi cu piatră, elemente ceramice, beton sau pot avea vitralii mari. Acest tip de clădiri servesc ca spaţii producţie, comerciale, spaţii de întreţinere etc.

Cadrele rezistente la moment sunt frecvent flexibile, ceea ce conduce la forţe seismice mici, dar cu deplasări laterale mari, deci cu efecte nedorite asupra elementelor de închidere şi compartimentare. S-a practicat varianta care concentrează rezistenţa seismică pe cadrele perimetrale şi în câteva cadre izolate, exemplu o tramă. Soluţia a dus la grinzi şi stâlpi puternici cu un consum mare de oţel şi cu îmbinări masive. Soluţia modernă „grinzi moi–stâlpi tari" se bazează pe ductilitatea prinderii riglă stâlp care trebuie să asigure cerinţa de ductilitate prognozată de proiectare.

7.3.6.3.Cadre din oţel contravântuite

Structurile din cadre contravântuite din oţel sunt destinate pentru clădiri lungi şi înguste din cauza rigidităţii lor. În cazul cadrelor contravântuite centric, tabelul 5.9 b, forţele laterale sunt preluate uneori numai de diagonalele întinse, alte ori şi de cele

comprimate. Cadrele contravântuite centric oferă rezistență și rigiditate mare. Comportarea lor este dominată de limita de curgere a diagonalelor întinse și flambajul celor comprimate. Diagonalele hotărăsc mărimea rigidității laterale care atrage după sine forțe seismice mari și eforturi axiale mari în stâlpi.

La sistemul cu diagonale în X rezultă forțe laterale mari, rezistență mare la întindere și limitată la compresiune. Sistemul disipă o cantitate mică de energie. Flambajul diagonalei comprimate poate avea loc înainte ca diagonala întinsă să atingă limita de curgere.

Sistemul cu diagonale în V sau V întors are o diagonală întinsă și una comprimată prinse de rigla cadrului. Curgerea diagonalei întinse sau flambajul celei comprimate cauzează curgerea riglei, ceea ce înseamnă disipare de energie, deci îmbunătățirea răspunsului seismic.

Modelele mai noi de contravântuiri excentrice reprezintă un progres pentru comportarea seismică, tabelul 5.9 c. În acest caz diagonala este ușor decalată din nodul teoretic riglă-stâlp, iar bucata scurtă de grindă cuprinsă între două noduri succesive se poate deforma sub acțiunea seismică constituind un loc de absorbție al energiei. Excentricitatea și legătura cu rigla sunt îngrijit alese pentru a împiedeca flambajul diagonalei și a furniza mecanismul de disipare a energiei.

7.3.6.4. Structuri ușoare din oțel

Folosite ca hale pentru depozite, clădiri destinate agriculturii, structurile ușoare din oțel sunt clădiri parter sau cel mult cu un etaj care acoperă suprafețe mari. Construcția este realizată din cadre de oțel dimensionate să preia atât încărcările verticale, dar și orizontale. Forțele orizontale sunt conduse la fundații de sistemul de contravântuiri practicat la nivelul acoperișului și între cadre în planul pereților.

Asemenea clădiri au arătat o bună comportare la cutremure. Totuși au ieșit în evidență câteva probleme:

– capacitatea portantă mică a diagonalelor întinse – realizate de cele mai multe ori din oțel rotund – care au permis alungiri mari, deci deplasări mari și astfel pereții exteriori și de compartimentare au înregistrat avarii;

– ancoraje slabe sau improprii în fundații care au cauzat lunecarea stâlpilor de pe cuzineți;

– detașarea închiderilor de scheletul portant când prinderea lor a fost incorectă sau insuficientă.

7.3.6.5. Structuri din oțel cu pereți din beton pentru forfecare

Acest sistem constructiv constă dintr-o succesiune de cadre din oțel dimensionate să preia numai încărcările verticale. Încărcările orizontale din vânt și cutremure sunt dirijate către pereții din beton armat localizați în jurul casei scărilor, respectiv a blocului tehnic. Alteori, acești pereți au rol de închideri exterioare sau

pereți de compartimentare. Clădirile cu acest sistem au evidențiat o bună comportare la cutremure. Următoarele deficiențe au fost semnalate:

– fisuri și crăpături de forfecare în jurul golurilor din pereții de beton;

– prăbușirea pereților din cauza slabei monolitizări dintre ei, ca urmare a forfecării înainte de a se atinge nivelul de rezistență cu care au fost înzestrați;

– lungimea insuficientă de suprapunere a armăturilor verticale a condus la o rupere din încovoiere.

7.3.6.6. Cadre din oțel cu pereți de umplutură din zidărie

Acest tip de construcție cuprinde cadre de oțel cu zidării nearmate. Recentele construcții de acest fel au planșee din beton armat. Din cauza umpluturii din zidărie structura etalează o rigiditate inițială mare. În timpul cutremurului, zidăria fisurează ceea ce reduce rigiditatea laterală. Unii pereți, prin cădere, conduc la alterarea uniformității rigidității inițiale și favorizează efectul de torsiune. Se pot aminti următoarele tipuri de avarii frecvente:

– fisuri multiple, crăpături, desprinderi de cărămizi din pereții de umplutură;

– desprinderea pereților de umplutură, deplanarea și prăbușirea lor la sarcini orizontale mici perpendiculare pe planul lor;

– placajele de zidărie sunt slab ancorate de elementele cadrului și manifestă tendința desprinderii și a căderii;

– zidurile interioare sunt zvelte, ceea ce explică prăbușirea lor;

– la fațade, la nivelul parterului, lipsesc pereții de umplutură, ceea ce reprezintă un salt de rigiditate;

– pereții din zidărie sunt încărcări, respectiv mase inerțiale mari, care dau naștere la forțe laterale mari. Elementele de rezistență, dar mai ales îmbinările, sunt supuse la solicitări considerabile, care conduc la deformații remanente mari;

7.4. AVARII LA CĂI DE COMUNICAȚII TERESTRE

7.4.1. INTRODUCERE

Amploarea și gravitatea avariilor la căi de comunicații terestre depinde de factorii intrinseci fenomenului: cutremur aplicat construcției. Intensitatea seismică, particularitățile de propagare a undelor seismice, natura terenului se raportează la specificitatea construcției: infrastructură, suprastructură, dimensiuni de ansamblu, deschidere, înălțime, lățime, distribuția masei inerțiale și a rigidității.

Calitatea execuției, a întreținerii și a reparațiilor se adaugă acestor factori. Expertizele efectuate după fiecare cutremur au evidențiat corelații de mare influență între diferiții factori. Astfel, chiar la cutremure moderate (grad 7 MM) rezultă avarii locale la lucrările de terasamente, ziduri de sprijin din zidării uscate, degradări la capetele podețelor.

Lichefierea depozitelor nisipoase la nivelul fundațiilor este cauza colapsului la ziduri de sprijin, prăbușirea rambleelor, avarierea gravă a infrastructurilor de

poduri. Apropiere valorică a perioadei fundamentale a lucrărilor cu perioada terenului de fundaţii este cauza avariilor majore.

Din cauza varietăţii sistemelor de construcţii, a terenurilor de fundaţii şi a caracterului aleator al mişcării seismice, ierarhizare a parametrilor de influenţă nu este general valabilă. Totuşi, în cadrul fiecărui fel de lucrări şi teren s-au precizat principalele cauze ale respectivelor categorii de avarii.

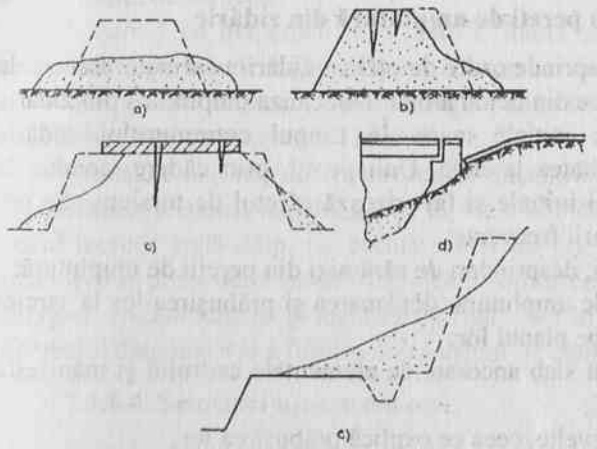


Fig. 7.14. Avarii la terasamentele căilor de comunicaţii terestre.

7.4.2. AVARII LA LUCRĂRI DE TERASAMENTE

Pentru drumuri şi căi ferate, cele mai sensibile zone sunt rambleele înalte şi debleele adânci. Stabilitatea acestor zone este determinată de natura pământului şi modul lui de sprijinire. Terasamentele suferă denivelări, prăbuşirea taluzului, cedarea terenului de la bază, crăpături longitudinale şi transversale în platforma căii. Deseori au loc tasări importante faţă de nivelul iniţial şi deripări transversale căii. În fig. 7.14 sunt prezentate diferite moduri de avariere a terasamentelor: tasarea rambleului, fisuri şi crăpături în volumul rambleului, alunecarea unei părţi a rambleului, alunecarea taluzului. Frecvente avarii se întâlnesc la terasamentele de la rampele de acces la poduri fig. 7.14 b, unde compactarea este mai anevoioasă şi sunt diferenţe mari între vibraţiile culeelor şi ale terasamentului. În cazul debleelor, avariile cele mai frecvente constau din prăbuşirea taluzurilor care antrenează patul drumului şi/sau distrugerea căii. Aceste prăbuşiri pot fi locale sau pe lungimi mari funcţie de natura terenului.

Cutremurele moderate pot cauza avarii de mică gravitate terasamentelor dar efectele lor asupra suprastructurii pot fi de mare efect. În acest sens se poate menţiona şerpuirea şinelor de cale ferată, respectiv ondularea sistemului rutier la drumuri, fig.7.15, apărute după cutremure care nu au evidenţiat avarii vizibile.

Zidurile de sprijin ale lucrărilor de comunicaţii terestre suferă avarii funcţie de înălţimea lor, de distanţa dintre rosturi, de natura materialului din care sunt

executate. Crăpături, fisuri, dislocări sunt frecvente la zidurile de sprijin din zidării uscate sau cu mortar. Fisuri, crăpături, lunecări, răsturnări se înregistrează la ziduri de sprijin din beton. Ieşirea de pe curba iniţială, deplanări, fisurare în treimea inferioară, sunt avarii cauzate zidurilor de sprijin, fig. 7.16.

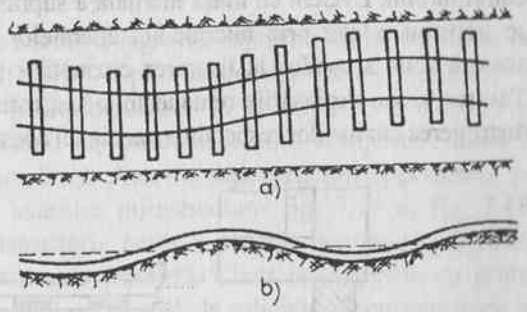


Fig. 7.15. Avarii la căi de comunicaţii terestre la cutremure moderate.

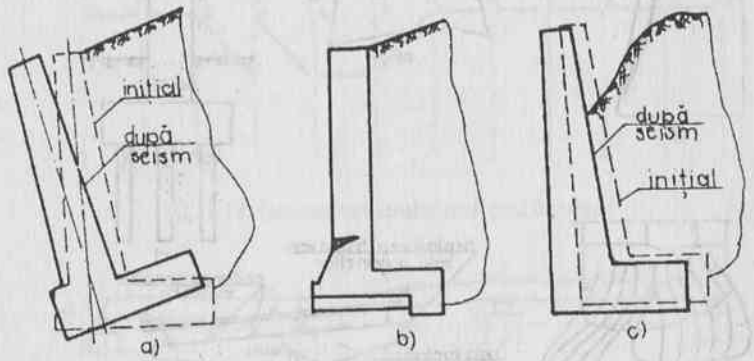


Fig. 7.16. Avarii la ziduri de sprijin.

7.4.3. AVARII LA INFRASTRUCTURI DE PODURI PE GRINZI

Avariile infrastructurilor podurilor pe grinzi se datorează:

a) deplasărilor lor în raport cu poziţia iniţială în urma alunecării, tasării sau rotirii;

b) depăşirii capacităţii portante (la compresiune, încovoiere, forfecare) care dă naştere la deformaţii remanente: fisuri, crăpături, dislocări, ruperi. Culeele podurilor pe grinzi de cele mai multe ori alunecă spre albie. Fenomenul este însoţit de tasări sau rotiri.

Cauzele pot fi: presiunea statică şi dinamică a terenului din spatele culeii, încastrarea culeii în straturi înclinate sau în terenuri slabe, acţiunea forţelor seismice orizontale provenite din masa proprie şi masa suprastructurii. Alunecarea culeii scurtează deschiderea podului şi culeea ajunge să se rezeme pe tablier sau placa ortotropă. Din fenomen rezultă avarierea zidurilor de gardă, distrugerea elevaţiei culeii.

Pilele podurilor pe grinzi, funcţie de modul de alcătuire şi materialul de execuţie, prezintă diferite avarii. Degradările sunt consecinţa înclinării, tasării, şi, mai rar, a

deplasărilor orizontale. Aceste fenomene sunt consecința reacției de compactare, lichefiere a depozitelor nisipoase sau a înmuierii argilelor din stratificația terenului de fundații. Nu puține au fost cazurile de modificare remanentă a nivelmentului ca urmare a lichefierii, caz în care pilele au ocupat alte poziții diferite de cele dinaintea cutremurului. Evident că masa inerțială a suprastructurii generează forțe seismice care se transmit pilelor prin intermediul aparatelor de reazem. Majorarea solicitărilor în această zonă a condus la fisurarea cuzineților și a banchetei cuzineților, fig. 7.17 a. Tasarea și/sau deplasările remanente și/sau rotirile pilelor cauzează fisurarea și chiar distrugerea cuzineților respectiv a banchetei acestora.

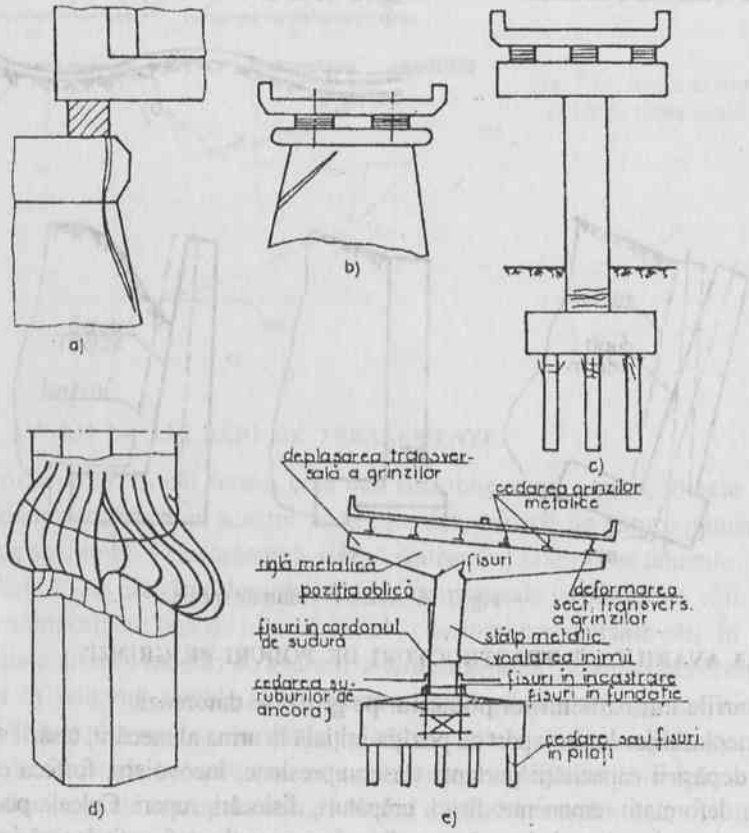


Fig. 7.17. Avarii la infrastructuri de poduri.

Pilele sub formă de cadru pot înregistra avarii sub forma articulațiilor plastice întocmai ca orice cadru obligat să preia momente încovoietoare și forțe tăietoare.

La pilele lamă din beton armat s-a constatat zdrobirea betonului și curgerea armăturii la nivelul de încastrare în fundații sau la încastrarea piloților în grinda de capăt, fig. 7.17 c. În fig. 7.17 d se prezintă o pilă la care armătura longitudinală a flambat o dată cu distrugerea betonului comprimat și curgerea armăturii întinse.

Fig. 7.17 e ilustrează o pilă metalică cu degradările rezultate în urma cutremurului: deformarea grinzilor și a pilei, fisuri în grinzi și în cordoanele de sudură, voalarea inimilor secțiunii cheson, cedarea șuruburilor de ancoraj etc.

7.4.4. AVARII SPECIFICE SUPRASTRUCTURILOR PODURILOR PE GRINZI

Ca urmare a alcătuirii corecte și a execuției îngrijite, suprastructurile podurilor pe grinzi sunt capabile să transmită solicitările suplimentare din forțele seismice la aparatele de reazem și prin aceasta la infrastructuri. În condiții de proiectare și funcționare corectă a aparatelor de reazem, suprastructurile au o comportare bună și degradări cu caracter local, de mică importanță. Avariile suprastructurilor podurilor pe grinzi sunt consecința deplasărilor și avariilor infrastructurii fig. 7.17 e, fig. 7.18, respectiv fig. 7.19. Deplasările infrastructurii pentru grinzile continue generează solicitări suplimentare în structura static nedeterminată. Chiar la sistemele cu grinzi simplu rezemate, alunecarea culeii către albie dă naștere la solicitări de compresiune în grinzile principale cu efecte considerabile.

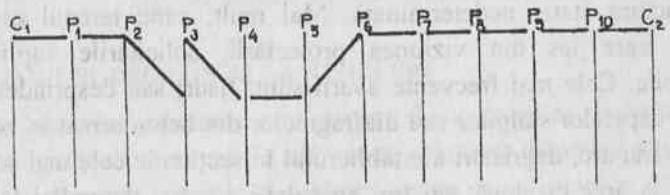


Fig. 7.18. Căderea tablierului unui pod în albie.

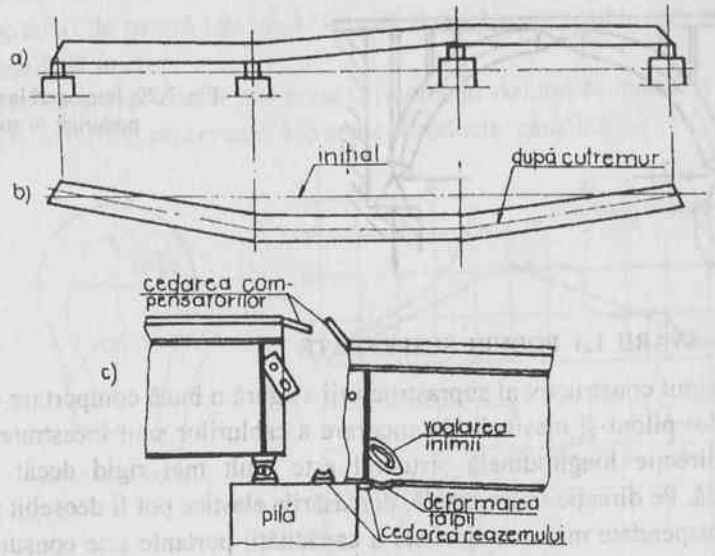


Fig. 7.19. Deplasări ale infrastructurii: a) în plan vertical; b) în plan orizontal; c) avarii tipice la capăt de tablier.

Posibilitatea vibrațiilor defazate ale infrastructurii pile succesive, culei putând fi chiar în contra fază la nivelul aparatelor de reazem pe direcție longitudinală cât și transversală, conduce la căderea tablierului de pe reazeme. Rezultă avarierea aparatelor de reazem, blocarea rolelor, smulgerea șuruburilor de ancoraj, ca și degradarea cuzineților și a banchetei cuzineților. Se cunosc cazuri de cutremure care au cauzat căderea de pe reazeme a tablierului pe bancheta cuzineților sau chiar în albie cu unul sau ambele capete. Zvelțețea pilelor a permis deplasări care au depășit cursa admisibilă a aparatelor de reazem, ori pilele au oscilat în contra fază și tablierul s-a prăbușit în albie.

7.4.5. AVARII ALE PODURILOR PE ARCE ȘI BOLȚI

Podurile în arc fără împingeri la reazeme au înregistrat avarii locale care nu au afectat rezistența sau stabilitatea structurii. Bolțile sau arcele cu împingeri la reazeme suferă avarii datorită modificării poziției reazemelor față de poziția inițială fig. 7.20. Tasarea reazemelor, deplasările lor, sunt surse de solicitări suplimentare pentru structura static nedeterminată. Mai mult, când terenul este capabil de deformații, care ies din viziunea proiectării, solicitările suplimentare sunt necontrolabile. Cele mai frecvente avarii sunt: fisuri sau desprinderi de timpane, degradarea capetelor stâlpilor sau diafragmelor din beton armat în zona încastrării lor în boltă sau arc, degradări ale tablierului în secțiunile cele mai solicitate. Zona reazemelor la arce cu două sau trei articulații a arătat degradări locale: fisuri și crăpături ale cuzineților care s-au prelins în infrastructură.

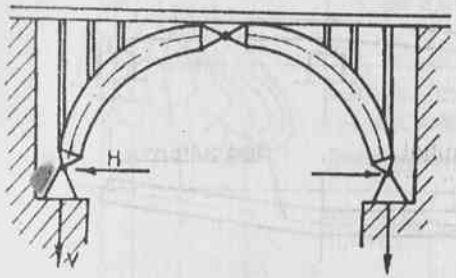


Fig. 7.20. Împingeri la reazemele podurilor în arc.

7.4.6. AVARII LA PODURI SUSPENDATE

Sistemul constructiv al suprastructurii asigură o bună comportare construcției dacă cei doi piloni și masivele de ancorare a cablurilor sunt încastrate în terenuri tari. Pe direcție longitudinală sistemul este mult mai rigid decât pe direcție transversală. Pe direcție transversală, deplasările elastice pot fi deosebit de mari. La podurile suspendate marea majoritate a capacității portante este consumată pentru preluarea încărcărilor permanente, deci masa inerțială este deosebit de mare. Această masă poate fi antrenată în oscilații de direcție verticală care se transmit

cablurilor și respectiv blocurilor de ancoraj. În cazul în care blocurile de ancoraj suferă lunecări, care sunt numai spre albie, atunci poate avea loc o așezare a cablurilor pe altă curbă, care modifică geometria inițială a podului, fig. 7.21 și starea de solicitare. Realizarea deschiderii necesită piloni de înălțime mare. La nivelul de suspendare a cablurilor, pe durata cutremurului pot fi atinse deplasări mari care modifică starea de eforturi în structură.

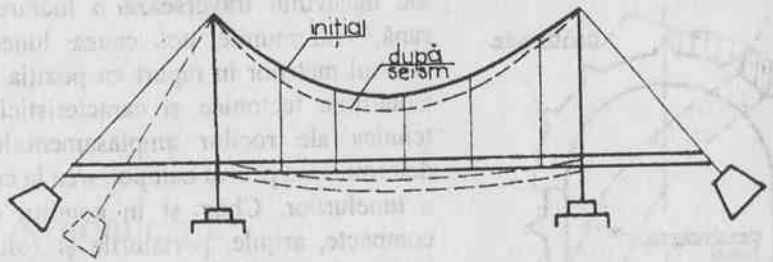


Fig. 7.21. Efectele deplasării unui bloc de ancoraj.

7.4.7. AVARII ȘI DEGRADĂRI LA TUNELURI

Avariile lucrărilor subterane sunt cauzate de un complex de fenomene fizice în care se disting undele seismice de adâncime, presiunea dinamică activă și pasivă a terenului. Acestea sunt capabile să schimbe starea de solicitare și deformații din masivul străpuns dar și din lucrarea inginerească.

Avariile seismice la lucrările subterane se grupează în două clase:

– degradări de natură tectonică datorită forfecării masivului care afectează și lucrarea înglobată în el;

– lichefierea depozitelor nisipoase prin efectul Arhimede modifică poziția de exploatare a lucrărilor, rezervoare îngropate, conducte, canalizări;

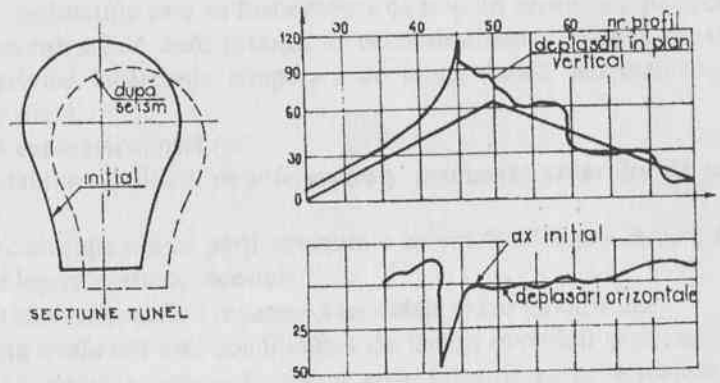


Fig. 7.22. Deplasarea axului unui tunel în plan orizontal și vertical.

– mişcarea oscilatorie a masivului cu lucrarea înglobată în el, poate duce la deformaţii remanente care, pentru lucrările subterane, sunt incompatibile cu starea

– de serviciu: modificarea traseului, a poziţiei axei, a legăturilor cu ramificaţiile, fig.7.22 etc.

Gradul de conservare al lucrărilor subterane este direct legat de compactitatea şi duritatea rocii străpunse şi adâncimea de pozare a lucrării. Când faliile tectonice ale masivului traversează o lucrare subterană, cutremurele pot cauza lunecări de ordinul metrilor în raport cu poziţia iniţială. Condiţiile tectonice şi caracteristicile geotehnice ale rocilor amplasamentului sunt determinante pentru comportarea la cutremur a tunelurilor. Chiar şi în condiţii de roci compacte, aripile, portalurile şi zidurile de sprijin la tuneluri înregistrează avarii la cutremure moderate. Portalurile executate din zidărie de piatră prezintă fisuri, crăpături, dislocări, desprinderi. La portalurile din beton armat s-a constatat fisurare excesivă şi ruperi în secţiunile de bază. Elementele de capăt antrenate de undele seismice suferă avarii ca urmare a efectului de bici (oscilaţiile din moduri superioare).

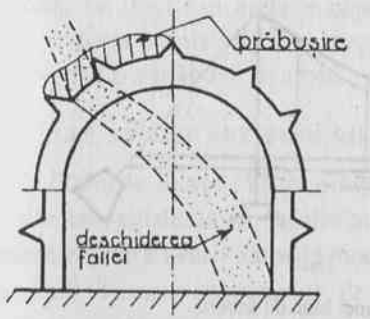


Fig. 7.23. Prăbuşire din boltă.

Inelele interioare ale tunelurilor se avariază funcţie de adâncimea amplasamentului şi natura terenului traversat.

Capitolul 8

EVALUAREA CONSTRUCŢIILOR ÎN VEDEREA READAPTĂRII ŞI / SAU REABILITĂRII

8.1. INTRODUCERE

Propunerea acestui capitol este de a introduce componentele majore ale practicii consolidării construcţiilor existente. Oricum, în multe cazuri, partea analitică şi consolidarea se efectuează ca şi la construcţiile noi. Practica consolidărilor este continuu modernizată şi actualizată, ca urmare a experienţei acumulate la cutremure recente. Termenul de reabilitare se foloseşte aici pentru structurile neavariate de cutremure. Termenul de reparaţie este folosit pentru construcţiile avariate de cutremur.

Prin **evaluarea unei construcţii** existente la acţiuni seismice se înţelege stabilirea răspunsului ei la cutremurele specifice amplasamentului în care se găseşte. Cu alte cuvinte, precizarea mărimii „ofertei actuale a construcţiei" raportată la „cerinţa" revendicată de o mişcare seismică viitoare. Această relaţie de „cerere – ofertă" se referă la solicitări-capacitate portantă, deformaţii-ductilitate, mişcare – stabilitate.

Fac **subiectul evaluării**:

1) construcţiile care au fost avariate de mişcări seismice puternice;

2) construcţiile care primesc o nouă destinaţie, însoţită de schimbări importante privind încărcările temporare de lungă durată sau reamenajări care afectează construcţia.

Scopul evaluării constă în:

i) stabilirea politicii de intervenţie şi precizarea criteriilor de reparare – consolidare;

ii) concepţia noilor părţi structurale ce vor fi adăugate la cele existente, modul lor de legare şi efectul acestuia;

iii) analiza structurii reparate/consolidate şi/sau modificate.

Urgenţa evaluării este condiţionată de factori materiali şi sociali: clasa de importanţă la acţiunea seismică, continuarea folosirii ei în actualele condiţii, volumul şi realismul informaţiilor accesibile, timpul disponibil şi resursele financiare.

Componentele majore ale consolidării seismice abordate aici includ:

1. stabilirea hazardului de referință;
2. identificarea obiectivelor de performanță;
3. evaluarea condițiilor existente și a vulnerabilității;
4. evaluarea fezabilității variantelor strategiei de consolidare;
5. analiza detaliată și proiectarea;
6. implementarea consolidării.

1. Hazard de referință. Înțelegerea hazardului seismic dominant la care orice structură trebuie să fie expusă este esențială pentru procesul de consolidare. Cele mai multe structuri sunt afectate de mișcarea terenului indusă de cutremur. Alt hazard este reprezentat de ruperea suprafeței, lichefierea, tasarea diferențiată ori deplasarea laterală a terenului. Hazardul amplasamentelor poate fi stabilit folosind fie procedurile generale, fie cele specifice locului.

a) Previziuni generale. În prezent, abordarea cea mai obișnuită se referă la factorul zonei seismice descris și fixat de norme. Teritoriul României este divizat în 6 zone seismice, bazat pe amploarea așteptată cu care se va mișca terenul la viitoarele cutremure. Fiecărei zone seismice îi este asignat un factor seismic de zonă, care, în esență, este raportul dintre vârful accelerației efective și accelerația gravitațională. Deoarece factorul zonei seismice se referă la o arie relativ mare, înseamnă că factorul seismic al zonei oferă o informație generală referitoare la viitoarele mișcări seismice în amplasament. Condițiile specifice ale amplasamentului nu sunt incluse.

Hazardul indicat de norme este conceput ca o cerință minimă de proiectare stabilită, în principal, să asigure siguranța vieții oamenilor. Accelerația terenului indicată de coeficientul zonei a fost precizată ca provenind de la cutremure având 20% probabilitate de depășire pe o perioadă de 100 ani. Aceasta corespunde unui cutremur cu o perioadă statistică de revenire de 450 ani.

Relația statistică generală a perioadei de revenire T_r, cu probabilitatea de depășire p, pe o durată de timp D, se apreciază pe o distribuție log-normală de forma:

$$T_r = (-D)\cdot[ln(1-p)]^{-1}. \qquad (8.1)$$

Pentru analiza spectrală, norma românească prevede spectrul de răspuns al accelerației în conformitate cu relația (5.23) și fig. 5.13, diferențiat pe trei clase de terenuri. Aceste curbe indică amplificarea mișcării așteptate pentru construcții având diferite perioade. În absența unor informații mai precise, factorul seismic de zonă poate fi folosit ca vârful accelerației efective a terenului.

b) Previziuni specifice amplasamentului. Hazardul specific amplasamentului se folosește la marile proiecte de reparații, unde este nevoie de o definiție mai precisă a hazardului care trebuie justificat. Precizia îmbunătățită se obține apelând

la geologia regională și locală. Informații privind modul cum se va scutura amplasamentul la un viitor cutremur poate fi prezentat fie sub forma unui spectru specific de răspuns seismic, fie o accelerogramă înregistrată sau simulată. Acestea pot lua diferite înfățișări, funcție de perioada de revenire și factorul amortizării. Spre deosebire de spectrul general de răspuns, spectrul specific amplasamentului prezintă răspunsurile de vârf netrunchiate. Acest fapt se explică prin aceea că condițiile seismologice ale amplasamentului sunt unic definite.

Dezvoltarea procedeului time history specific unui amplasament se bazează pe câteva surse de informații. Înregistrările obținute de la mișcări seismice puternice din amplasamentul respectiv sau unul adiacent sunt mult mai realiste. Alternativ, este posibil să se folosească înregistrări de la alte amplasamente considerate de experți. Un model seismologic regional poate fi folosit pentru transferul matematic al unei înregistrări de la un amplasament la altul.

2. Obiectivele consolidărilor. La începutul fiecărei consolidări seismice este necesar să se stabilească obiectivele proiectului. Obiectivele selectate formează baza de proiectare și oferă o cantitate mare de informații pentru determinarea fezabilității și costul proiectului. Obiectivele consolidării seismice pot fi definite în diferite feluri, dar ele pot aparține la două categorii:

a) în acord cu codul de proiectare;
b) în conformitate cu mărimea pierderilor economice.

Există ceva interdependență între obiectivele selectate și scopul proiectului.

a) Conform codului. În conformitate cu prevederile codurilor, în cazul construcțiilor obișnuite este suficientă asigurarea vieților omenești cu probabilitatea de 20% de a fi depășită în 100 ani. Pentru structuri deosebite ori cu facilități de hazard codurile intenționează a asigura o protecție seismică sporită prin criterii de proiectare relevante. Chiar în aceste cazuri, nu se încearcă identificarea tipului de avarie sau pierderile funcționale cu prevederile codului. În concordanță cu codurile, există posibilitatea ca definirea unui obiectiv de consolidare să ducă la o pierdere economică totală. O altă deficiență a codurilor la stabilirea obiectivului consolidării constă în luarea în considerare a multor prevederi. Acestea se referă la detaliile de proiectare și alegerea materialelor. În realitate, conformitatea codurilor este uzual definită când consolidările sunt cerute de autorități și se prevăd modificări structurale, schimbarea destinației, renovări, gradul de ocupare. În cazul reparațiilor, autoritățile cer respectarea integrală a prevederilor codurilor.

b) Mărimea pierderilor economice. În scopul de a stabili obiectivele consolidării, din dorința de a controla pierderile, fie direct fie datorită întreruperii activității este necesară înțelegerea domeniilor de performanțe structurale tipice și relația lor cu diferite stări de avarie. Un răspuns seismic tipic este ilustrat în fig. 8.1

Acest răspuns indică o relație de proporționalitate între forțele laterale induse de cutremur și deplasarea structurală laterală rezultantă. Răspunsul inițial la o

excitație seismică relativ joasă, este tipic liniar elastic, pe când cel subsecvent devine neliniar. Se poate clar preciza că răspunsul liniar se obține la cutremure slabe și moderate, pe când cel neliniar, la cutremure puternice. Aceasta arată că proiectarea elastică la cele mai multe construcții devine neeconomică, dacă construcțiile vor suferi cutremure tari. Porțiunea neliniară a răspunsului seismic este mult mai mare decât aceea liniară, cu cât construcția este mai ductilă. Deoarece aria cuprinsă între curbă și axa absciselor reprezintă capacitatea de absorbție energetică a structurii, rezultă că, cu cât ductilitatea structurii este mai mare, cu atât este mai mare abilitatea construcției de a rezista la cutremure puternice.

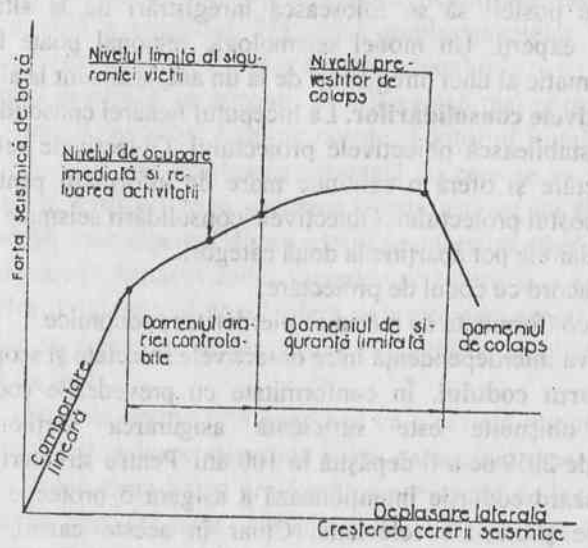


Fig. 8.1. Curba de performanță a unei construcții.

Curba de performanță a unei construcții este divizată în nivele de performanță corespunzătoare stării de avarie. Din motive practice, cele mai obișnuite nivele de performanță adoptate sunt:

Prevenirea colapsului. Acest nivel de performanță așează o limită avariei astfel ca structura să rămână la limita colapsului. Acest nivel de performanță trebuie selectat pentru cutremure care au o anumită perioadă de revenire (exemplu de 2500 ani sau 2% depășire la 50 ani).

Siguranța vieții. Aceast nivel de performanță așează limita de avariere ca o margine de siguranță față de colapsul parțial sau total. Pentru cele mai obișnuite structuri această performanță este selectată pentru cutremure având perioada de revenire statistică 450 ani (ori 20% depășire în 100 ani). Pentru construcții importante acest nivel de performanță este selectat pentru perioade de revenire mai înalte.

Ocuparea imediată. Acest nivel de performanță definește o limită de avariere astfel ca sistemul de forțe laterale și verticale rezistente ale clădirii să păstreze aproape toată capacitatea și caracteristicile dinainte de cutremur. În aceste condiții se așteaptă ca ocupanții pot rămâne în siguranță în interiorul clădirii deși folosirea normală poate fi slăbită. Pentru cele mai folosite aplicații, această performanță este tipic selectată pentru cutremure cu perioada de revenire 450 ani.

Operațional. Acest nivel de performanță definește o limită de avariere astfel ca să fie posibilă ocuparea normală continuă postcutremur a clădirii Aceasta implică faptul că întregul sistem structural și, mai mult, cel nestructural să rămână funcțional.

Folosind precizările de mai sus și stările de avarie anticipate este posibil să se stabilească obiectivele consolidării indicate de controlul pierderilor viitoare. De exemplu, în situația în care este necesară impunerea unor limite a pierderilor de afaceri datorită întreruperilor, nivelul de ocupanță imediată și nivelul performanței operaționale pot fi considerate apropiate. De asemenea, este posibil ca să se stabilească obiectivele consolidării astfel ca ele să corespundă direct pierderii așteptate. În unele situații proprietarii de clădiri, pot fi doritori să accepte pierderea economică totală astfel ca să se asocieze cu nivelul de prevenire a colapsului.

Selecția obiectivelor de consolidare, bazată pe controlul pierderilor, are inerente avantaje față de aproximarea în acord cu codurile de proiectare, prin aceea că avaria și pierderea pot fi estimate și adresate special. Un alt avantaj constă în aceea că unele obiective de consolidare pot fi atinse simultan pentru diferite limite de hazard ceea ce face ca proiectarea să devină echilibrată.

3. Condiții existente și vulnerabilități. Consolidarea structurilor existente diferă de proiectarea structurilor noi prin aceea că, condițiile date pot influența semnificativ selecția strategiilor, metodelor, și schemelor ce se consideră și se implementează. Exemplu: consolidarea să fie îndeplinită fără dezafectarea clădirii din circuitul exploatării. În alte cazuri, limitările fizice ale accesului, cauzate de condiții cum ar fi construcțiile învecinate, pot deveni un factor hotărâtor. Deci este foarte important ca să se evalueze cât mai exact condițiile existente în vederea începerii activității detaliate de consolidare. Evaluarea condițiilor existente trebuie făcută după fiecare cutremur devastator.

4. Evaluarea fezabilității. Evaluarea fezabilității este un proces în care variante de consolidare sunt comparate. Acest proces conduce tipic la o listă de priorități bazată pe identificarea de avantaje și dezavantaje. Acestea sunt stabilite pe baza restricțiilor predominante și a considerațiilor de cost. Exemplu, o consolidare exterioară a unei clădiri atrage după sine costuri ridicate față de consolidarea la interior, amândouă servind aceluiași obiectiv. Oricum, consolidarea la exterior trebuie preferată deoarece costul total reduce pierderile prin întreruperea activității. Un alt argument în favoarea acestui mod de consolidare îl constituie accesul mai facil și evitarea unor restricții funcționale. Consolidările interioare se preferă în cazul clădirilor istorice la care se cere conservarea arhitecturii.

Derularea activității de evaluare, poate fi organizată pe schema din fig. 8.2 în care realizarea unei baze de date documentare, în cadrul etapei de pregătire a evaluării, constituie partea esențială.

Baza de date rezultă din următoarele trei feluri de activități:

1. documentare normală efectuată prin inspecții, măsurători și cercetări la fața locului;
2. obținerea datelor din teste de laborator;
3. documentare arhivistică.

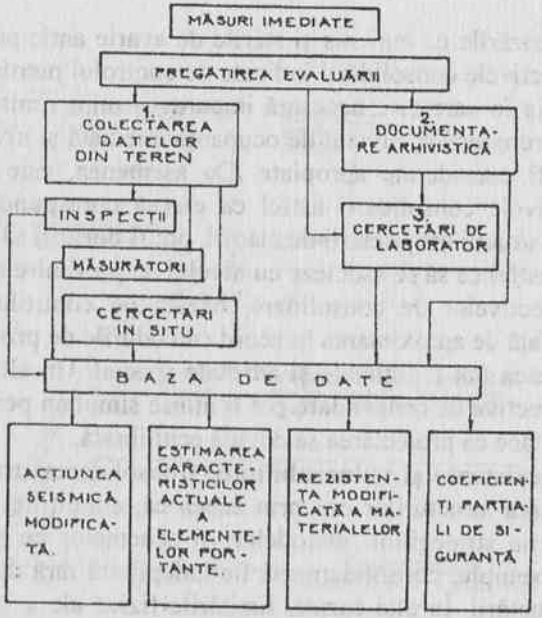


Fig. 8.2. Documentare. Bază de date. Reproiectare.

8.2. DOCUMENTAREA

Documentarea, în vederea evaluării capacității portante împotriva evenimentelor seismice viitoare, luând în seamă acțiunile normale, necesită: colectarea de date din teren și măsurători experimentale efectuate de personal cu înaltă calificare pentru a obține date reale. Aceste date trebuie examinate critic, pentru minimizarea cât mai mult posibilă a incertitudinilor. Documentarea normală cuprinde informații generale, date rezultate din inspecții și încercări de laborator. Ele se referă la:

1. Date generale constând din:

a) rapoarte privind consolidările anterioare;

b) comportarea construcției la cutremurele anterioare și avariile preexistente;

c) date constructive, fișele calității lucrărilor de șantier și a materialelor;

d) estimarea valorii economice reziduale a clădirii;

e) studiul documentelor proiectării cu scopul de a verifica corectitudinea datelor și a depista posibile erori în special la elementele avariate.

2. Datele de inspecție cuprind :

a) examinarea și identificarea sistemului structural-compoziție, simetrie, regularitate structurală în plan orizontal și vertical – în vederea analizei compatibilității conceptului structural cu cerințele normelor;

b) schițarea avariilor posibile și existente pentru elementele portante cât și pentru cele neportante; efectuarea de fotografii care să ofere o vedere globală a avariilor. În cazul colapsului unor elemente secundare, trebuie discutată cinematica lor;

c) identificarea unor posibile greșeli grosiere, neglijențe ori ignoranță în conceptul de proiectare antiseismică, în lucrările de detaliere la lucrările de șantier și în activitatea de întreținere;

d) nivelul și mărimea influenței posibile a mediului înconjurător asupra materialelor ca rezistență la uzură, dezintegrare chimică ori coroziune;

e) identificarea mecanismelor elementelor colapsate.

3. Măsurătorile *in situ* și încercări de laborator. Se practică în mod diferențiat de la caz la caz și cuprind:

a) măsurători geometrice la lucrări de instalații, lucrări de nivelment, deformații remanente: dezaxare, deplanare, excentricități;

b) deschiderea și lungimea fisurilor, discontinuități în beton sau zidărie, încovoieri reziduale, plasarea « martorilor », care să permită evoluția fisurilor în special după postșocuri;

c) cercetarea terenului înconjurător: inspecția gropilor, practicarea de foraje geotehnice, recoltarea de probe geotehnice și încercarea lor în laborator pentru determinarea densității, compoziției granulometrice, a indicelui de îndesare, a indicelui de consistență, a modulului de forfecare;

d) determinarea proprietăților mecanice ale materialelor: luarea de carote și testarea lor, efectuarea de încercări semidistructive *in situ*, combinarea metodelor nedistructive cu cele distructive; testări *in situ*: chimice, electrice, și repectiv teste legate de durabilitate;

e) determinarea caracteristicilor armăturilor: decopertarea sau localizarea magnetică a barelor din oțel; folosirea metodelor ultrasonice și radiografiere gamma pentru constatarea corectitudinii sau a defectelor, determinarea caracteristicilor de rezistență și ductilitate a eșantioanelor luate, efectuarea măsurătorilor de potențial electric pentru a stabili starea de coroziune;

f) determinarea caracteristicilor oțelului de construcții: marca oțelului, rezistența de curgere, rezistența de rupere, indicii de stabilitate, tenacitate;

verificarea dimensiunilor profilelor, a poziției lor, depistarea posibilelor imperfecțiuni; inspectarea și verificarea dimensiunilor îmbinărilor;

g) obținerea caracteristicilor zidăriilor: grosimea medie și marca mortarului, dimensiunile și rezistența blocurilor, legăturile la intersecții de ziduri, rezistența zidăriei *in situ*, estimarea volumului porilor;

h) teste globale pe structură în vederea determinării perioadei proprii și a fracțiunii din amortizarea critică.

În toate cazurile, înainte de efectuarea lucrărilor de documentare în vederea evaluării, funcție de gradul de avarie, se vor lua măsuri imediate adecvate: evacuarea urgentă, sprijiniri, delestări, ancorări etc.

8.3. EVALUAREA

Evaluarea constă în verificarea unei clădiri care se intenționează a mai rămâne în exploatare, la acțiuni normale și acțiuni specifice așteptate pe durata de viață. Evaluarea se face în vederea luării deciziilor privind consolidarea avariilor pentru reducerea riscului seismic în vederea prelungirii duratei de folosință. Așadar, baza de date și durata intenționată de folosință constituie elementele ipotetice ale activității de evaluare. Funcție de clasa de importanță a clădirii, de informațiile accesibile, de resursele financiare, de timpul disponibil, evaluarea poate fi efectuată prin:

1. Calculul simplificat bine conturat;

2. Calculul aproximativ pe modelul global;

3. Calculul exact pe întreaga clădire.

Activitatea analitică a evaluării se axează pe următoarele aspecte fundamentale:

a) acțiunea seismică modificată;

b) estimarea caracteristicilor actuale ale elementelor;

c) aprecierea rezistenței modificate a fiecărui material folosit;

d) reconsiderarea coeficienților parțiali de siguranță și a coeficientului global.

8.3.1. ACȚIUNEA SEISMICĂ MODIFICATĂ

Construcția care se evaluează prezintă o caracteristică de rigiditate modificată față de cea inițială. Avariile au slăbit secțiunile și odată cu acestea rigiditatea elementelor, respectiv rigiditatea globală. Construcția are de regulă avarii vizibile, dar și avarii ascunse. Acțiunea seismică pentru modelele de calcul trebuie să respecte prevederile normelor în vigoare. La acestea trebuie modificată valoarea de vârf a accelerației terenului. Funcție de clasa de importanță a clădirii în situațiile în care nu există o schimbare fundamentală a sistemului structural

principal, valoarea vârf a accelerației terenului se obține prin intermediul unui factor de corecție, propus în tabelul 8.1. Din tabel rezultă păstrarea accelerației de vârf pentru clădirile de importanță clasa I respectiv reducerea acesteia pentru clădirile din celelalte clase.

Tabelul 8.1

Coeficientul de reducere a accelerației seismice de vârf.

Viața planificată de a mai folosi construcția	Clasa de importanță		
	I	II	III
20 ani	1,0	0,7	0,6

La clădirile industriale, depozite, modificarea destinației va conduce la încărcări corespunzătoare care trebuie să se ia în considerație.

Schimbarea duratei de viață rămasă trebuie bine gândită. Perioade mai scurte vor fi acceptate numai în cazuri excepționale pentru care costurile de consolidare cresc rapid. În orice caz, acceptarea unei durate de viață reduse implică demolarea clădirii într-un viitor apropiat, ori o nouă consolidare. Situațiile pentru care alegerea unei perioade de viață reduse se acceptă, sunt motivate de evacuarea clădirii pe o perioadă lungă, ori costul ridicat datorită schimbării structurii de rezistență.

Efectul acțiunii seismice se consideră pentru caracteristicile de rigiditate actuale ale elementelor structurale. Similar, orice modificare a ductilității trebuie luată în seamă când se selectează factorul de comportare.

8.3.2. ESTIMAREA CARACTERISTICILOR ACTUALE ALE ELEMENTELOR

Următoarele caracteristici trebuie precizate ca urmare a documentării:

a) tipul structural, clasa de regularitate geometrică și de rigiditate, clasa de ductilitate (joasă, medie sau înaltă la clădirile din b.a; disipative sau nedisipative la cele din oțel), caracteristicile dinamice: perioada naturală și factorul amortizarii;

b) caracteristicile secționale reziduale ale elementelor avariate pe seama examinării avariei și a rezultatelor empirice

c) caracteristica de șaibă a planșeelor întrucât un planșeu fisurat puternic nu mai îndeplinește condiția de deplasare sau rotire a unui corp rigid.

8.3.3. REZISTENȚA MODIFICATĂ A MATERIALELOR

Rezistența unui material se apreciază, la ora actuală, printr-una dintre mărimile:

– **Valoarea medie** a rezistenței care rezultă ca medie statistică a rezistenței eșantioanelor testate;

– **Valoarea minimă** a rezistenței sub care nu trebuie să se înregistreze valori la un număr prescris de probe;

– **Valoarea nominală** a rezistenței sub care pot apărea valori cu anumită probabilitate, de exemplu 2%, 5%, 9%, și care este standardizată;

– **Valoarea de calcul** a rezistenței care este egală după caz cu rezistența nominală, cu rezistența minimă sau o valoare mai mică dedusă din aceasta;

– **Suprarezistența** este rezistența medie apărută la deformații mari, care de regulă se raportează la rezistența de calcul și ia în seamă consolidarea.

Dacă nu există indicații privind aflarea calității materialelor ori rezistențelor, ori câteva teste nedistructive *in situ*, care să susțină acest fapt, atunci se vor folosi rezistențele proiectării inițiale. În caz contrar, valoarea rezistenței va fi estimată prin fractila de 0,05 a testărilor practicate *in situ* și laborator.

Rezistența materialelor adăugate la elementele structurale existente, în vederea reparării sau consolidării, va fi divizată cu un factor supraunitar γ_0 care recunoaște variabilitatea în calitatea lucrărilor efectuate la șantier. În absența altor surse, se propun următoarele valori empirice pentru lucrări de betoane turnate la șantier ori părți din zidărie adăugate, tabelul 8.2.

Tabelul 8.2

Valorile factorului γ_0 de reducere a rezistenței materialelor

Nivelul controlului la șantier	Grosimea adăugată și accesibilitatea			
	< 100 mm		> 100 mm	
	Joasă	normală	joasă	normală
înalt	1,2	1,1	1,0	1,0
mediu	1,3	1,2	1,1	1,0

Pentru betoane torcretate, valorile empirice pentru reducerea rezistenței sunt date în tabelul 8.3.

Tabelul 8.3

Valorile factorului γ_0 de reducere a rezistenței betonului torcretat

Nivelul controlului la șantier	Accesibilitate	
	joasă	normală
înalt	1,3	1,2
mediu	1,4	1,3

Nivelul controlului este considerat „înalt" când printre alte măsuri ale inspecției se precizează prezența continuă a unui personal calificat de supraveghere pe șantier.

Valorile rezistenței la întindere, la forfecare a betoanelor fisurate și reparate cu rășini epoxidice injectate trebuie divizată cu $\gamma_0 = 1,3$.

Când se execută sudarea unei bare de oțel de o armătură existentă pentru consolidare, de asemenea se folosește $\gamma_0 = 1,3$.

Estimarea simplificată a rezistenței. Pentru clădiri simple și în condiții limitative cu acceptul Autorităților, este permisă folosirea modelelor simplificate. Într-un prim calcul, efectul discontinuităților poate fi exprimat cu ajutorul următoarelor proceduri simplificate: se poate adopta „un factor critic K_r" cu scopul de a lua în seamă discontinuitățile. Acest factor se consideră ca factor de comportare în metoda suprasimplificată, când se evaluează rezistențele reziduale și rigiditatea reziduală. Se pot aplica „factori globali de corecție" a căror mărime depinde de avarie și nivelul de evaluare. Când sporirea sau consolidarea adaugă materiale, se pot folosi factori de corecție parțiali, socotind gradul de mobilizare al fiecărui mecanism de transfer de forță. De exemplu, de-a lungul unei interfețe beton – beton, străbătută de conectori de tip ancoră din oțel, rezistența globală la forfecare poate fi exprimată ca:

$$V_a = K_1 + K_2 \tag{8.2}$$

unde primul termen este rezistența maximă de pană, iar al doilea termen este rezistența de forfecare maximă la încastrare.

8.3.4. COEFICIENȚI PARȚIALI DE SIGURANȚĂ

Dacă se constată variații ale dimensiunilor profilelor metalice ori barelor armăturilor, atunci trebuie aplicați coeficienții de reducere a rezistențelor. Valorile nominale conservatoare pot fi folosite numai în cazul construcțiilor foarte vechi sau clădirilor făcute din materiale neomogene (zidării antice).

8.4. TEHNICI DE ANALIZĂ

Obiectivele de analiză trebuie să fie clar definite cu scopul de a determina aproximarea analitică adecvată proiectului. Uzual obiectivele analitice includ una sau mai multe din următoarele: caracteristicile dinamice structurale, deplasările și driftul interetaje, mărimea comportării inelastice, estimarea avariei structurale așteptate. În multe cazuri cerințele codurilor nu obligă la suficiente informații, ceea ce necesită alte aproximații analitice.

8.4.1. ANALIZA LINIARĂ

Analiza liniară este esențială pentru toate problemele analitice. Chiar dacă se efectuează analiză neliniară, analiza liniară furnizează o ofertă importantă pentru evaluarea comportării structurale.

Pentru analiza liniară se consideră clădirea avariată. Avaria include fisurarea excesivă a elementelor de rezistență grinzi, stâlpi, distrugerea dalei planșeelor

deasupra buiandrugului etc. Analiza se dezvoltată cu scopul de a realiza o schemă de reparaţie care să împiedece recidivarea unor avarii inacceptabile la un viitor cutremur. Se folosesc programe automate de calcul (ex. SAP-90, ANSYS-5.0 etc) pentru determinarea caracteristicilor structurale în planul şi în afara planului

Calibrarea modelului. Analiza modală serveşte pentru caracteristicile dinamice. Dacă clădirea a fost instrumentată, este posibilă calibrarea modelului de calcul pe seama răspunsului seismic, ajustând rigiditatea scheletului portant.

Evaluarea avariei. Evaluarea distribuţiei tensiunilor în structură la diferiţi timpi ai duratei cutremurului în proces biografic liniar, folosind o înregistrare a mişcării terenului, permite aprecierea evoluţiei avariilor.

Proiectarea reparării. Pentru a dezvolta metode potrivite de reparare, se propune analiza modelului global folosind spectrul de proiectare al răspunsului specific amplasamentului dezvoltat pe seismicitatea regională. Deoarece modelul global nu oferă suficiente date privind concentrarea locală a tensiunilor, este oportună modelarea şi analiza unor porţiuni din clădire care să includă partea avariată.

Analiza liniară are limite, iar în cazul cutremurelor puternice devine nerealistă din cauza incursiunilor materialului în domeniul elastoplastic.

8.4.2. ANALIZE NELINIARE

Tehnologia calculului modern face opţiune de calcul neliniar chiar şi pentru structuri standard. Analiza neliniară poate furniza o vedere introspectivă privind comportarea structurală. Practica calculului neliniar în analiza seismică include o aproximare simplificată în aşa-numiţii termeni: **metoda spectrului capacităţii-MSC.** Această procedură aproximează comportarea inelastică într-o structură şi printr-o comparaţie cu cerinţa seismică permite o determinare directă a performanţei aşteptate. Următorii paşi trebuie parcurşi în cadrul MCS;

Determinarea caracteristicii forţă-deplasare pentru un element local. În MCS primul pas constă în analiza locală a elementelor structurale individuale din care să rezulte proprietăţile neliniare din curba forţă-deplasare. Există soft care facilitează acest lucru, exemplu: calculează relaţia moment-curbură la elemente din b.a., respectiv relaţia forţă - deplasare pentru elemente din beton sau zidărie.

Determinarea caracteristicii globale forţă-deplasare. O dată ce proprietăţile locale au fost determinate, analiza globală a structurii permite aflarea forţei tăietoare de bază în raport cu deplasarea vârfului. Aceasta se concepe şi se aplică adesea ca o superanaliză. Se încarcă static structura cu încărcările seismice corespunzătoare modului întâi. Se dă aceeaşi creştere incrementală la toate aceste încărcări până se produce prima curgere. Elementul curs este atunci „înmuiat" şi încărcarea este majorată până ce un alt element curge. Acest proces continuă până la formarea unui mecanism de colaps. „Înmuierea" înseamnă de fapt schimbarea modului şi a matricei de rigiditate a barei din dublu încastrat în încastrat-articulat sau dublu articulat.

Desenarea diagramei capacitate-cerinţă. Bazat pe următoarele principii de bază dinamice, curba supracapacitate $(S_{bază} - \Delta_{vârf})$ poate fi convertită într-un spectru $(S_a - S_d)$ şi desenat pe acelaşi grafic al un spectru de răspuns. Coordonatele spectrului capacităţii sunt:

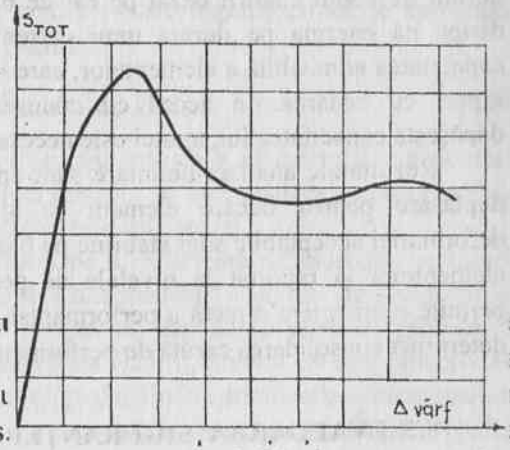
$$S_a = \frac{1}{\varepsilon}\frac{S_{bază}}{G_{total}}, \quad S_d = \frac{\Delta_{vârf}}{\eta_n} \tag{8.3}$$

Coordonatele spectrului cererii

$$S_a = S_a \qquad S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \tag{8.4}$$

unde: ε este factorul participării modale (coeficientul de echivalenţă) al modului întâi, iar η_n este factorul participării nivelului al n-lea. Diferite niveluri ale amortizării pot fi reprezentate în curba de cerere pentru a considera caracteristica energie-disipare a comportării inelastice.

Fig. 8.3. Curba P - Δ.



Evaluarea performanţei structu capacitate portantă este posibilă o structurii. Dacă spectrul capacităţii nu putea întâmpla mari avarii sau colaps. intersectează, fig. 8.4, atunci punctul de intersecţie poate fi folosit pentru a estima mărimea şi consecinţele avariei structurale. Subsecvent acesteia, decizia de consolidare poate fi luată pe baza performanţei structurale a clădirii. Analiza neliniară poate fi un instrument eficace în evaluarea performanţei structurilor existente sau a celor deja consolidate.

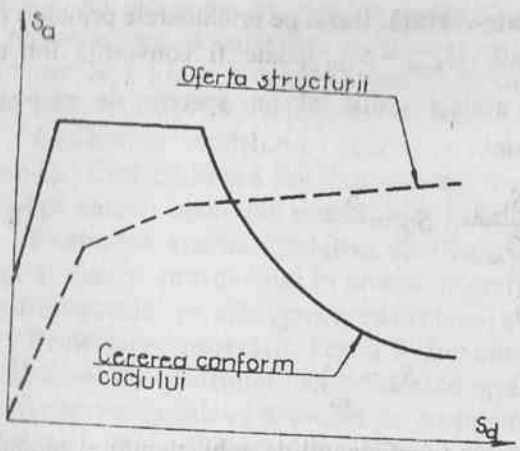


Fig. 8.4. Spectrul capacității portante.

8.4.3. APRECIEREA REZULTATELOR ANALITICE

Rezultatele analizei structurale, în general, includ deplasări și forțe ale elementelor participante. O dată ce aceste rezultate devin accesibile pentru structura considerată, este necesară aprecierea rezultatelor pentru a determina performanța structurală așteptată, ca și măsurile de consolidare pentru atingerea obiectivelor performante dorite.

Analiza elastică este cel mai des folosită datorită codurilor de proiectare. În această aproximare, cerința exprimată prin forțe este redusă cu un factor, care este definit de codul clădirii bazat pe cât de bine se va comporta clădirea și cum va disipa ea energia pe durata unui cutremur. Aceste cereri sunt comparate cu capacitatea admisibilă a elementelor, care include factorii standard ai siguranței în raport cu cedarea. În acord cu codurile, dacă cerința adresată elementului depășește capacitatea lui, atunci este necesară consolidarea.

Rezultatele analizei neliniare sunt apreciate considerând cerința de forță și deplasare pentru fiecare element ca și pentru întreaga structură. Limitele deformației acceptabile sunt stabilite pe baza capacității admisibile de deformare a elementelor și raportat la nivelele de performanță dorite. Această aproximare permite o apreciere directă a performanțelor așteptate și poate fi folosită pentru a determina consolidarea cerută de performanța structurală dorită.

8.5. EVALUAREA SIGURANȚEI GLOBALE

Evaluarea poate fi făcută cu ajutorul metodelor de calcul sau, în mod excepțional, cu ajutorul metodelor simplificate.

a) Metoda calculului total se bazează pe folosirea a trei accelerograme artificiale cu un spectru elastic relevant. Se folosește procesul biografic

considerând efectele de ordinul II. La pași potriviți, se compară cerința de deformabilitate cu valoarea de încredere a capacității de deformație a zonelor critice ale construcției (condiția stării limită de serviciu). De asemenea, zonele critice se modelează corespunzător și se evaluează capacitatea de rotire plastică în regim histeretic (condiția de ductilitate).

b) Metoda standard constă în:

i) alegerea unui coeficient al comportării construcției pe baza tipului structural, clasa de regularitate, clasa de ductilitate;

ii) pe baza unei analize spectrale se evaluează efectele acțiunii seismice S_{nou} pentru fiecare regiune critică a clădirii. În tabelul 8.4 sunt redate elementele de bază ale calculului și eventuala lor influență.

Tabelul 8.4

Evaluare în calcul total

Starea actuală	Elementul afectat
Sistemul structural, ductilitate, regularități.	Factorul comportării q
Rigiditatea	Perioada, forma proprie, forța seismică de bază S_{nou}
Factorii calității materialului și/sau ai rezistenței	$R_{act} = R_{rezidual}$

Evaluarea cantitativă are ca scop să răspundă întrebării: capacitatea portantă reziduală este sau nu mai mare decât solicitarea la fiecare element al structurii ?

Limitele accesibile de siguranță pentru fiecare regiune critică se apreciază prin marginile accesibile de siguranță, (ASM) :

$$\{ASM\} = (R_{act} - S_{nou})/S_{nou} \tag{8.5}$$

în care R_{act} reprezintă rezistența de proiectare actuală a elementului considerat. Decizia privind prioritățile, mărimea intervențiilor se face pe baza valorilor ASM, comparate cu valori obținute pentru cutremurele anterioare;

c) Metodele simplificate se bazează pe o experiență recunoscută, pe tipuri bine definite. Aceste metode au la bază « Recomandări » editate de Autoritățile locale, care se concretizează într-un « index de capacitate seismică globală ». Valorile sugestionate iau în considerare vârsta clădirii, nivelul cât mai obiectiv al avariilor, valorile calculate ale rezistenței și ductilității admisibile a elementelor portante. În cadrul metodei se evaluează « raportul de capacitate reziduală », RCR, pentru elemente avariate.

$$\{RCR\} = R_{mat}/R_0 \tag{8.6}$$

unde: R_0 este valoarea inițială a capacității portante. Marginea de siguranță corespunzătoare se poate estima grosier, prin:

$$\{ASM\} = \{RCR\} E_0 / E_{nou} - 1 \quad (8.7)$$

E_0, reprezintă efectul încărcării seismice de proiectare prevăzută de Codul valabil în momentul construirii clădirii, iar E_{nou}, efectul încărcării seismice aşteptate pe durata de viaţă intenţionată a rămâne după Codul actual de proiectare. Marginea de siguranţă admisibilă:

$$\{ASM\} = (R_{act} - S_{nou}) / S_{nou} = R_{act} / S_{nou} - 1 \quad (8.8)$$

Presupunând efectul acţiunii seismice din proiectarea iniţială S_0 şi $S_0 > R_{act}$, atunci

$$\{RCR\} = R_{act} / S_0 \Rightarrow rezultă \quad R_{act} = \{RCR\} S_0 \quad (8.9)$$

deci:

$$\{ASM\} = \{RCR\} S_0 / S_{nou} - 1 \quad (8.10)$$

Pentru elementele verticale cele mai critice se poate face aproximaţia:

$$S_0 / S_{nou} = E_0 / E_{nou} \quad (8.11)$$

8.6. MĂSURI IMEDIATE POST CUTREMUR

După un cutremur sever, se iau, cât mai curând posibil, măsuri, ţinând seama de probabilitatea unor iminente postşocuri. În principal, natura şi extinderea acestor măsuri depind de nivelul şi gravitatea avariei observate. La avarii uşoare, ocuparea clădirii poate continua fără pericol pentru vieţi omeneşti, cel puţin pe o scurtă durată, după un şoc intens. Avariile care afectează rezistenţa seismică a clădirii impun reducerea ocupării clădirii până la o evaluare finală şi precisă a situaţiei.

Între timp, dacă este necesar, se instalează susţineri şi sprijiniri. În cazul avariilor grave, ori parţial colaps, se interzice accesul în clădire, iar zonele care ameninţă cu dărâmarea trebuie demolate imediat. Alte zone trebuie sprijinite, iar altele descărcate de sarcini.

8.7. CRITERIILE POLITICII DE INTERVENŢIE

Pe baza concluziilor evaluării structurii, a naturii şi mărimii avariilor, vor fi luate decizii care să demareze lucrările de intervenţie. Criteriile generale cuprind: durata lucrării, costul, ocuparea clădirii pe timpul lucrărilor, aspectul estetic, conservarea identităţii arhitectonice. Criteriile tehnice se bazează pe informaţii structurale colectate în timpul evaluării clădirii.

Următoarele linii de ghidare sunt oportune:

a) în cazul clădirilor neregulare (iniţial, ca rigiditate) trebuie îmbunătăţită regularitatea;

b) toate cerinţele de rezistenţă ale codurilor în vigoare trebuie îndeplinite;

c) mărimea intervenţiei ascultă de următoarele recomandări:

i) luarea deciziei de intervenţie şi lista priorităţilor este dictată de raportul capacităţii portante reziduale RCR; valorile reduse ale RCR impun intervenţii urgente, de asemenea gradul de ocupare al clădirii;

ii) căutarea creşterii ductilităţii locale la maximum posibil.

8.8. TIPURI DE INTERVENŢIE

Una din următoarele tipuri de intervenţie ori o combinaţie a lor, poate fi selectată:

a) nici un fel de intervenţie dacă se ridică probleme de durabilitate, ceea ce corespunde acceptării unei durate de viaţă mai scurtă;

b) reducerea masei inerţiale ori impunerea de restricţii în folosirea clădirii;

c) modificarea sistemului structural prin eliminarea unor zone de îmbinare ori transformare a elementelor vulnerabile în aranjamente mai regulate sau mai ductile; modificarea sistemului structural se impune numai dacă a fost reflectat de o analiză adecvată;

d) adăugarea unor noi elemente structurale: contravântuiri, centuri, zidării împănate;

e) modificarea globală ori locală a elementelor avariate ori neavariate privind rigiditatea lor şi/sau rezistenţa, ductilitatea lor;

f) ramforsarea totală a elementelor puternic avariate sau a elementelor inadecvate;

g) redistribuirea solicitărilor prin renivelarea suporţilor sau prin adăugarea postcomprimării.

În toate cazurile, documentele reproiectării vor cuprinde o justificare excesivă pentru selectarea tipului specific de intervenţie.

8.9. PROIECTAREA REPARĂRII ŞI / SAU CONSOLIDĂRII

Procesul reproiectării, trebuie în principal să urmeze succesiunea:

I. Proiectarea conceptuală. Aceasta constă în:

a. Selectarea justificată a tehnicilor şi a materialelor;

b. Preestimarea dimensiunilor părţilor structurale adăugate;

c. Preestimarea rigidităţilor modificate a elementelor separate sau consolidate;

d. Preestimarea unui factor de comportare eventual modificat.

II. Analiza numerică conține:

a. Calculul încărcărilor verticale și a acțiunii seismice;

b. Calculul coeficienților γ_0 ai rezistențelor materialelor active;

c. Determinarea efectului acțiunilor (solicitări, deformații), ținând seama de rigiditatea modificată.

III. Verificarea condițiilor stării limită de folosință, a stării limită ultime și confirmarea factorului comportării globale solicitat la începutul reproiectării.

Pe baza unor asemenea modele de comportare, caracteristicile structurale ale regiunilor reparate, consolidate, pot fi presupuse ca având caracteristica de rigiditate inițială.

8.10. ASIGURAREA CALITĂȚII INTERVENȚIEI

Pentru starea limită de folosință sub combinația de încărcări normale, efectele acțiunii de proiectare nu trebuie să fie mai mare decât rezistența regiunilor critice în condițiile proiectării normale. Efectele acțiunii seismice de proiectare combinate cu cele normale se încadrează în ipoteza acțiunilor accidentale, când rezistența regiunilor critice trebuie să verifice condiția proiectării normale.

Un înalt nivel al calității lucrărilor de reparații sau consolidare este necesar datorită următoarelor motive care nu sunt obișnuite la o construcție nouă:

a) multe și moderne sunt materialele implicate;

b) materialele de adaos sunt folosite în arii greu accesibile;

c) se aplică straturi subțiri ceea ce favorizează neuniformitatea materialului de adaos;

d) proprietățile structurale ale elementelor reparate sunt dictate de caracteristicile interfețelor între materialele existente și cele adăugate;

e) condițiile climatice și de protejare a stratelor nou adăugate pot schimba performanța finală a structurii.

8.11. EVALUAREA NIVELULUI DE PROTECȚIE AL CONSTRUCȚIILOR EXISTENTE ÎN VEDEREA REDUCERII RISCULUI SEISMIC CONFORM NORMATIVULUI P-100/92

Normativul pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor P-100 - 92, în capitolul 11 conține regulile de evaluare a nivelului de protecție antiseismică a construcțiilor, după un cutremur devastator pentru a preciza dacă acestea mai pot fi folosite sau nu. Scopul expertizei constă în a evalua cantitativ nivelul de protecție în starea de exploatare curentă la un viitor cutremur, prin fundamentarea deciziei de intervenție, felul acesteia și urgența aplicării ei. Se practică două feluri de

expertize: **obligatorii și condiționate** care se precizează în tabelul 8.5, funcție de clasa de importanță și zona seismică. Tabelul reclamă obligativitatea expertizei clădirilor de clasa I-a de importanță indiferent de zonă, la celelalte, expertiza putând fi obligatorie sau condiționată. O expertiză este condiționată de avarierea sistemului structural, ori de transformări funcționale sau arhitectonice ce urmează să se execute și care duc la modificarea sistemului structural. Varietatea sistemului structural exprimată prin numărul de nivele, înălțime, clasă de importanță, perioada de execuție, zona seismică sunt elemente care diferențiază efectuarea expertizei unei clădiri.

Tabelul 8.5

Tipul expertizelor pentru construcții existente

Clasa de importanță	Zonele seismice de calcul	
	A,B,C pentru care $k_s \geq 0.20$	D,E,F pentru care $k_s < 0.20$
I	Obligatorii	Obligatorii
II	Obligatorii	Condiționate
III	Condiționate	Condiționate

Astfel, **clădirile se clasifică în clasele A,B,C,D** funcție de numărul de niveluri.

Clasa A include clădirile cu P până la P+4

Clasa B include clădirile P+5 până la P+12;

Clasa C include clădirile P+13;

Clasa D se referă la construcțiile hale industriale, clădiri de tip „sală".

Fiecare clasă la rândul ei se subdivide în subclasele 1,2,3,4 după perioada în care a fost proiectată și executată clădirea respectivă, adică după normele care au stat la baza proiectării, respectiv execuției. Astfel:

1 – perioada până în 1940;

2 – între anii 1940 – 1963;

3 – între anii 1964 – 1981;

4 – după 1981.

O altă diferențiere se face după sistemul constructiv precizat prin categoriile:

a. construcții cu pereți structurali din zidărie de cărămidă;

b. construcții cu stâlpi și grinzi din b.a. proiectate numai la încărcări verticale;

c. construcții în cadre din beton armat;

d. construcții cu pereți structurali din beton armat monolit sau prefabricat;

e. construcții cu schelet metalic.

Se preconizează efectuarea următoarelor tipuri de expertize E, tabelul 8.6: E_1 reprezintă o evaluare calitativă, E_2 reprezintă expertiza care pretinde efectuarea de testări nedistructive pentru determinarea rezistenței materialelor (E_{2a}), ori testări globale pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale ansamblului construcției (E_{2b}). Expertiza E_3 se bazează pe metoda de calcul simplificat pentru determinarea forțelor seismice, denumită de Normativ metoda A a analizei modal - spectrale. Expertiza E_4 aplică metoda calculului biografic pentru determinarea efectului acțiunii seismice, cu luarea în considerare a comportării postelastice a materialului. Expertiza la care structura se supune unui calcul dinamic neliniar este E_5.

Tabelul 8.6

Clasificarea clădirilor și metoda de expertizare.

Grupa construcției	Categoria construcției	Metoda de investigare			
		Obligatorie		Recomandabilă	
		Zona seismică de calcul			
		A - E	F	A - E	F
A_1,A_2,A_3,A_4	a	E_1,E_2	E_1		
A_1,A_2,A_3	b	E_1,E_2	E_1		
A_1,A_2,A_3	c,d,e	E_1,E_2	E_1	E_4	
B_1,B_2	b	E_1,E_2	E_1,E_2	E_4	E_3
B_1,B_2,B_3	c,d,e	E_1,E_3	E_1,E_3	E_4	E_4
B_1	c,d,e	E_1,E_3		E_2	
C_1,C_2	b	E_1,E_2,E_3	E_1,E_2,E_3	E_4	
C_1,C_2,C_3,C_4	c,d,e	E_1,E_2,E_3,E_4	E_1,E_2,E_3,E_4	E_5	E_4

Stabilirea deciziei de intervenție. Pentru cea mai populară și frecventă metodă de expertizare E_3, care aplică metoda A de calcul a forțelor seismice, în vederea deciziei de intervenție se definește gradul de asigurare la acțiuni seismice prin:

$$R=\frac{S_{cap}}{S_{necesar}}, \qquad (8.12)$$

unde S_{cap} reprezintă forța tăietoare de bază capabilă care se exercită în cadrul unui eveniment seismic la actuala construcție (în stare avariată sau în stare de funcționare). Ea se determină prin analiză modal spectrală cu luarea în considerare a rezervelor elastoplastice ale structurii. S_{cap} reprezintă acea valoare care

suprapusă peste încărcările gravitaționale conduce la atingerea capacității de rezistență în secțiunile critice ale sistemului structural. Secțiunile critice sunt acelea care condiționează rezistența sau stabilitatea sistemului structural. $S_{necesar}$ reprezintă forța tăietoare seismică de bază determinată prin aceeași metodă dar considerând clădirea ca fiind nouă.

Funcție de gradul de asigurare la acțiuni seismice R se stabilește urgența de intervenție în conformitate cu tabelul 8.7

Tabelul 8.7

Prioritate lucrărilor de intervenție și durata maximă a pregătirii intervenției

Clasa de importanță	I	II		III		
R	<0,70	≤0,30	0,30–0,60	0,15	0,15–0,25	0,251–0,35
Categoria de urgență	U_1	U	U	U_1	U_2	U_3
Durata pregătirii	2 ani	2 ani	5 ani	2 ani	5 ani	10 ani

Capitolul 9

CONSOLIDĂRI

9.1. CONSOLIDAREA UNOR ELEMENTE DIN BETON ARMAT

9.1.1. INTRODUCERE

Proiectarea consolidării nu diferă substanțial de proiectarea oricărei structuri în zone seismice. În toate cazurile, este esențial să fie stabilită modalitatea adecvată a combinării încărcărilor gravitaționale cu cele laterale și a detalierii elementelor și îmbinărilor în concordanță cu cerințele standardelor de proiectare antiseismică. De fapt, proiectarea de consolidare antiseismică poate fi adesea foarte complexă, deoarece proiectantul trebuie să considere restricțiile inerente modificării unei construcții existente și ocupate. Implementarea consolidării seismice este adesea foarte incomodă pentru o varietate de motive, care includ desfășurarea lucrului și ocuparea funcțională a structurii, asigurarea că structura existentă nu este supratensionată sub încărcări.

Succesul oricărui proiect este asigurarea calității. Acest fapt devine esențial pentru proiectele de consolidare seismică, deoarece elementele structurale adăugate trebuie să răspundă bine la cerințele cutremurelor majore. Asigurarea calității este prerogativul beneficiarului. Asigurarea calității este sarcina unui inspector special calificat, angajat de beneficiar. El trebuie să observe și să schimbe lucrul astfel ca să se asigure specificațiile de proiectare aprobate.

9.1.2. CONSOLIDĂRI LOCALE

Consolidările locale sunt tipic folosite fie când obiectivele de consolidare sunt limitate, fie când pe baza analizei vulnerabilitatea seismică a structurilor este determinată de un număr limitat al componentelor structurale. Vulnerabilitatea relativ obișnuită include componente de rezistență inadecvată, de capacitate insuficientă de deformare, legături inter-componente inadecvate (legături inter-grinzi, articulații etc.) și prezența iregularităților structurale. În cele mai multe cazuri are loc direct tratamentul componentelor vulnerabile. De exemplu, o clădire

flexibilă ar putea impune cerințe de deplasări laterale mari pentru elemente neportante, cum sunt stâlpii neductili de la interior. Pentru a împiedeca colapsul de stâlp, confinarea externă a stâlpului poate îmbunătăți ductilitatea acestuia. Asemenea confinare poate fi furnizată cu ajutorul fie a cămășuirii cu oțel, fibre de sticlă, aramid, kevlar etc. Această strategie este probabil de un cost efectiv mai mare decât strategia care implică reducerea deplasării globale a structurii, cu scopul de a satisface capacitatea de ductilitate la deplasare a stâlpilor existenți. O aproximare a consolidării locale similare poate fi folosită pentru a remedia răspunsul structural indezirabil datorită prezenței iregularităților. Exemplu, dacă există un perete de forfecare retras de la fațadă, pentru a elimina iregularitatea este posibilă umplerea câtorva travei la parter.

9.1.3. CONSOLIDAREA GRINZILOR

Consolidarea elementelor din beton armat are în vedere gravitatea și extinderea avariei, rolul elementului, capacitatea lui portantă și tehnica disponibilă. Funcție de acestea, procedeele curente folosite la remedierea și consolidarea structurilor din beton armat pot fi:

a) injectarea cu rășini epoxidice a fisurilor adânci (deschidere 0,3–5,0 mm) cu scopul să redea continuitatea structurală a elementelor. Umplerea fisurilor restabilește continuitatea betonului, dacă aderența dintre beton și armătură nu este distrusă.

b) rebetonarea locală se efectuează în acele zone care nu necesită sporirea secțiunii.

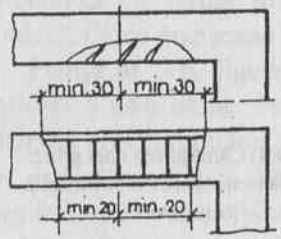


Fig. 9.1. Betonare locală.

Operația se practică prin sprijinirea și delestarea elementului, înlăturarea betonului compromis, îndepărtarea și completarea armăturilor, curățirea zonei, cofrarea, umezirea betonului vechi, betonarea și decofrarea. În fig. 9.1, se prezintă o grindă pregătită pentru rebetonare locală.

c) Ramforsarea de suprafață, sau placarea elementelor de b.a. avariate poate fi realizată cu b.a., cu plăci sau bare de oțel și cu țesătura din fibre de sticlă aramid, kevlar etc, fig. 9.2. Oricare ar fi materialul aplicat, în prealabil se face injectarea fisurilor.

d) Cămășuirea sau îngroșarea, fig. 9.3, reprezintă înconjurarea parțială (pe una sau două fețe) sau completă (pe toate fețele) a elementului de b.a. avariat cu un înveliș din b.a. Betonul nou se toarnă într-un cofraj, după pregătirea suprafeței betonului vechi. Această pregătire constă în injectarea eventualelor fisuri, buceardarea și umezirea suprafeței de aderență. Cămășuirea se poate realiza uneori cu profile metalice înglobate ulterior într-un strat de mortar de ciment torcretat. Figura 9.4 prezintă cămășuirea unei grinzi la care s-au dispus bare de rezistență la partea inferioară, bare de montaj pe planșeu la partea superioară.

Cămăşuirea necesită etrieri, unii închişi, secţiunea 2-2, care se introduc prin şlituri practicate în planşeu, alţi etrieri sunt deschişi servind la montaj, secţiunea *1-1*.

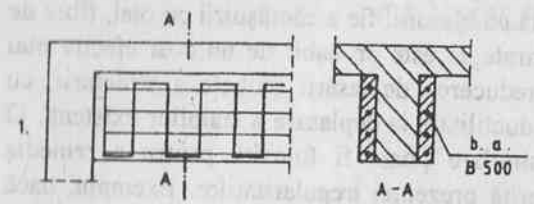
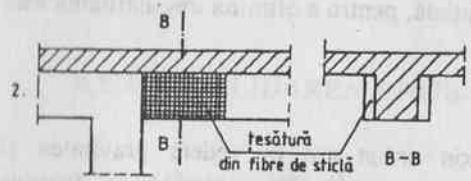


Fig. 9.2. Ramforsarea cu plăci din b.a. sau texturi.



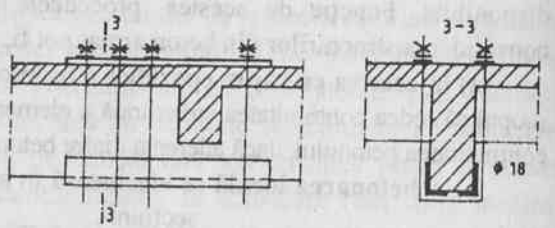


Fig. 9.3. Cămăşuirea unei grinzi cu profile metalice.

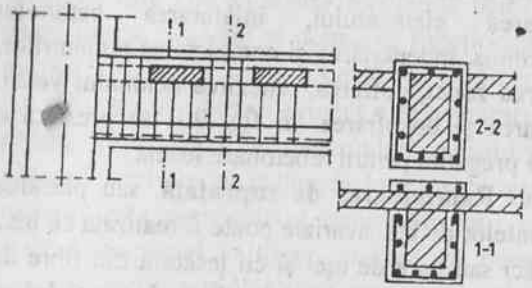


Fig. 9.4. Cămăşuirea unei grinzi din planşeu cu armătură flexibilă şi beton normal.

Planşa nr. 9.1, figurile A,B,D ilustrează consolidarea unor grinzi din b.a. la partea inferioară prin suplimentarea armăturii de rezistenţă care se sudează de armătura existentă în grinzi. Armătura adăugată se sudează de barele existente de pe latura secţiunii, cazul A, sau de barele din colţuri, cazul C. Acoperirea de beton se asigură cu beton nou aparent, cazul A, ori îngropat, ca în cazul D. Cazul din figura C arată o suprabetonare de consolidare a unei grinzi

Planşa nr. 9.2, arată moduri de consolidare a unor grinzi din beton armat pe principiul realizării unor macaze din bare tensionate, figura A, repectiv C. Armătura suplimentară se sudează de armătura existentă. Pentru tensionare se

practică sistemul de macaze în plan orizontal şi/sau vertical. Figura D prezintă o soluţie de consolidare, care necesită un cadru de descărcare nou realizat deoarece grinda şi-a pierdut integral capacitatea portantă, şi nu se doreşte desfiinţarea ei. Cadrul purtător poate fi realizat din diferite materiale, oţel, beton armat după cum gabaritul şi spaţiul permit o asemenea construcţie.

O soluţie de consolidare locală, la capete, la grinzi din b.a. cu tiranţi înclinaţi tensionaţi se prezintă în Planşa nr. 9.3, figura A. Tiranţii se tensionează prin strângerea piuliţelor dispuse la partea inferioară a grinzii. Tot în această planşă se ilustrează folosirea tiranţilor tensionaţi pentru consolidarea generală a unei grinzi, figura B. În acest caz, tiranţii se tensionează tot cu ajutorul piuliţelor întinzătoare localizate pe capetele grinzii.

Variante de consolidări, folosind tiranţi tensionaţi, sunt arătate în Planşa nr. 9.4, dar pretensionarea tiranţilor se realizează cu ajutorul unor manşoane de tensionare, care, prin strângere, apropie capetele tirantului. Soluţia cere folosire oţelului rotund cu o zonă filetată. Proiectarea stabileşte diametrul tirantului, lungimea şi grosimea cordoanelor de sudură, dimensiunile filetului.

Planşa nr. 9.5 arată în figura A consolidarea tălpii inferioare a unei ferme din b.a. folosind tiranţi tensionaţi. Tiranţii sunt din câte două bare de oţel rotund plasate pe cele două feţe ale tălpii. Tiranţii se pretensionează folosind distanţieri şi coliere plasate în diferite puncte. Figura B din aceeaşi planşă arată consolidarea unei ferme din b.a. cu o reţea de tiranţi dispuşi orizontal şi verticali. Se realizează o nouă structură de rezistenţă din elemente de oţel care conlucrează cu ferma iniţială. Pretensionarea se practică fie cu piuliţe de întindere, fie cu manşoane de strângere.

Planşa nr. 9.6, figura A, prezintă consolidarea cu profile laminate a tălpii inferioare a unei ferme. Profilele sunt fixate la capetele tălpii, iar tensionarea se realizează prin deformarea elastică a lor cum se vede din secţiunea *4-4* cu ajutorul unor distanţieri filetaţi. La deformarea controlată a profilelor tirant, contribuie chingile care se interpun între secţiunile de întindere. Figura B, din aceeaşi planşă, arastă o soluţie de consolidarea cu tiranţi tensionaţi a diagonalelor unei ferme. Se poate folosi armătură rigidă sau elastică, cum se arată în această planşa, ca şi dispozitive de tensionare - manşoane dublu filetate sau piuliţe de tensionare.

9.1.4. CONSOLIDAREA STÂLPILOR

Confinarea stâlpilor din b.a. Multe construcţii vechi, clădiri, poduri conţin stâlpi din b.a., fără armătură adecvată pentru preluarea forţei tăietoare datorită limitării cantităţii de armătură de confinare. În regiunile active seismic s-au folosit, înainte de 1977, pentru confinare, armătură cu diametru 10–12 mm spaţiate larg. Această limitare a armăturii de confinare s-a dovedit inadecvată la ultimele cutremure şi au rezultat avarii însemnate şi prăbuşiri. Această vulnerabilitate este frecvent remediată prin adăugarea de armătură exterioară de confinare.

Injectarea cu răşini epoxidice a fisurilor constituie un alt procedeu de redare a continuităţii secţiunii unui stâlp.

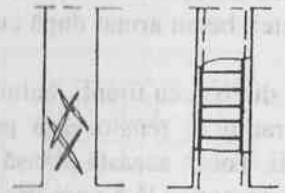


Fig. 9.5. Rebetonare locală la un stâlp.

Rebetonările locale, fig. 9.5 după injectarea fisurilor, completarea armăturii, umezirea suprafeţei, constituie un alt procedeu de consolidare practicat de la caz la caz.

Cămăşuirea este o soluţie practicată în cazuri de avarii mai grave. Cele patru feţe ale stâlpului se îmbracă cu un strat nou de beton, putând avea armătură flexibilă fig. 9.6 a, sau armătură rigidă fig. 9.6 b. Figura 9.6 a prezintă cămăşuirea unui stâlp care a necesitat sporirea capacităţii portante, deci a armăturii longitudinale. Continuitatea cămăşuirii de la un nivel la altul se realizează la colţurile stâlpului în dala planşeului, secţiunea *4-4*. Etrierii care intră în alcătuirea cămăşii, pot fi dreptunghiulari dar şi triunghiulari. Aceştia din urmă au o eficacitate deosebită la preluarea forţei tăietoare.

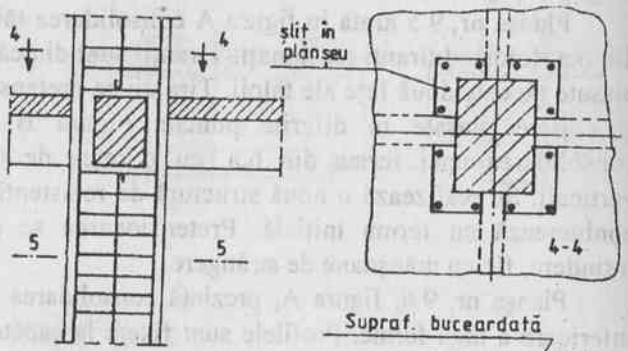
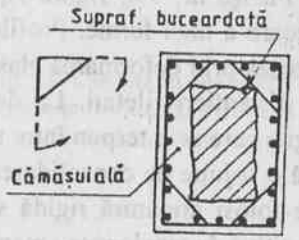


Fig. 9.6 a. Cămăşuirea unui stâlp cu armătură flexibilă.



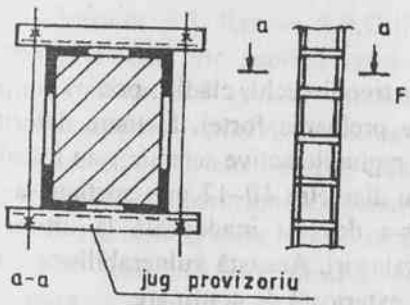


Fig. 9.6 b. Cămăşuirea cu profile metalice.

Foarte productivă este soluţia de consolidare folosind profile laminate. Fig. 9.6 b prezintă un stâlp la care, pe colţuri s-au aplicat corniere. Aceste s-au legat între ele cu plăcuţe sudate. Cămăşuirea, indiferent de armătură, cere pregătirea stâlpului pentru o bună aderenţă a betonului nou cu cel vechi. Aceasta presupune efectuarea operaţiilor: buceardarea suprafeţelor, îndreptarea, completarea, curăţirea armăturilor vechi, cofrarea corespunzătoare care să permită o bună vibrare, betonarea şi vibrarea betonului proaspăt turnat. Cămăşile stâlpilor trebuiesc legate la fundaţii pentru ca stâlpii să-şi îndeplinească funcţia de a conduce toate încărcările la teren.

Planşa nr. 9.7, figura A, prezintă soluţii de consolidare a stâlpilor, pe trei feţe, cu profile laminate U aşezate unilateral, la interiorul clădirii. O soluţie de consolidare tot pe trei feţe, dar folosind o cămaşă cu armătură flexibilă, este redată în figura B. Figura D a aceleiaşi planşe prezintă o consolidare de stâlp cu popi ataşaţi.

Planşa nr. 9.8 exemplifică o susţinere complementară cu un pop din ţeavă ataşat unui stâlp din b.a. Figura B arată o consolidare la care s-a suplimentat armătura la colţurile secţiunii folosind corniere sudate de vechea armătură. Figurile C, D ilustrează consolidări cu profile metalice pe cele patru feţe ale stâlpului, în varianta profile libere respectiv profile tensionate datorită sudării la cald.

Planşa nr. 9.9 redă câteva modele de consolidare locală a unor stâlpi. Figura A se referă la consolele scurte ale unui stâlp întărite cu bare de oţel rotund. Figura B consolidează consolele stâlpului folosind profile metalice asamblate sub formă de juguri. Alte soluţii de consolidare a consolelor folosesc juguri metalice şi bare din oţel rotun tensionat, ca în figura D.

Planşa nr. 9.10 exemplifică soluţii de legare la fundaţii. Figura A rezolvă problema printr-o centură nouă de b.a. în jurul fundaţiei vechi. Figura B realizează centura din profile încastrate în vechea fundaţie. Figura C, suplimentează fundaţia veche cu un cuzinet legat de fundaţia pahar existentă. În sfârşit, figura D prezintă un papuc metalic ancorat în fundaţia existentă, realizat la o consolidare cu profile metalice.

9.1.5. CONSOLIDĂRI LA PLANŞEE

Soluţii de consolidare a unor planşee monolite din beton armat sunt arătate în figurile din Planşa nr. 9.11, variante de cămăşuire globală a grinzii secundare, cu suplimentarea armăturii sunt date în figurile A şi B. Variante de consolidări locale cu profile metalice şi cu tiranţi liberi sunt exprimate de figura C şi cu tiranţi tensionaţi de figura D.

Planşa nr. 9.12 arată în figura A consolidarea grinzii principale la un planşeu cu o subgrindă profil dublu T, care se descarcă pe jugurile cu care au fost nou echipaţi stâlpii. De fapt, subgrinda preia rolul grinzii din beton armat compromise. Figura B este o variantă a figurii A la care descărcarea se face prin etrierii de egalare de la capete, lângă stâlpi. Figura C prezintă o altă variantă de susţinere folosind tiranţi de descărcare. În sfârşit, figura D prezintă de fapt consolidarea unei

grinzi principale cu un profil U şi tiranţii ancoraţi la partea superioară a planşeului în juguri cu care au fost echipaţi stâlpii.

Soluţii de ancorare sau sprijinire a unor balcoane sunt ilustrate în figurile din Planşa nr. 9.13. Astfel, în figura A se folosesc numai profile metalice cu rol de subgrindă, iar în figura B se realizează un platelaj din grinzi principale şi secundare, dala planşeului ne mai având rol de rezistenţă. Figurile C, respectiv D, arată câte un model de sprijinire a balconului cu tiranţi respectiv cu contrafişă, ancoraţi în pereţi

Planşa nr. 9.14 prezintă două soluţii de consolidare pentru o rampă de scări în zona întinsă, figura A, în zona comprimată, figura B. Figurile C, respectiv D se referă la consolidarea grinzii de podest.

9.1.6. CONSOLIDAREA DIAFRAGMELOR

Soluţia de consolidare cea mai practicată la diafragme o constituie **injectarea fisurilor** cu răşini epoxidice, capabile să redea betonului continuitatea structurală, datorită unei bune aderenţe cu betonul. Rebetonările locale constituie o altă soluţie de consolidare aplicată după curăţirea de resturi, îndreptarea şi completarea armăturii deteriorate, udarea suprafeţei de rebetonare.

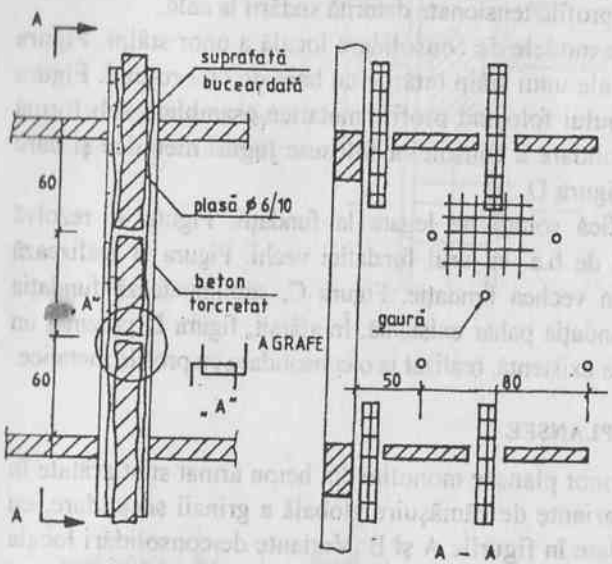


Fig. 9.7. Cămăşuirea unei diafragme.

Îngroşarea peretelui (cămăşuirea), fig. 9.7 este o soluţie de consolidare foarte populară şi constă în îngroşarea pereţilor existenţi rezistenţi la forfecare. Această soluţie este adesea atractivă deoarece are un impact minim funcţional şi un relativ echilibru între rigiditatea şi rezistenţa adăugată. Un alt avantaj al îngroşării pereţilor este abilitatea aplicării betonului torcretat deoarece peretele existent asigură mediul suport. Faţa peretelui trebuie înăsprită fie cu dibluri epoxidice fixate special, fie prin buceardare, pentru a asigura că noul perete

conlucrează cu peretele existent. În cele mai multe cazuri, noul perete trebuie ancorat la fundaţii pentru a conduce încărcările la teren. Proiectarea peretelui de îngroşare trebuie să respecte cerinţele şi detalierea proiectării antiseismice, inclusiv elementele de margină pentru pereţi dacă sunt cerute. Cu un volum mare de manoperă, diafragma se bucerdează, se dau găuri şi se introduc scoabe care leagă cele două plase de armătură ale cămăşii. Urmează betonarea prin torcretare. Buiandrugii diafragmelor, funcţie de gravitatea avariei, se remediază prin injectare, prin rebetonare sau manşonare cu profile metalice. Sporirea capacităţii portante a bulbilor prin adaos de material şi legarea lui de montanţi este schiţată în fig. 9.8.

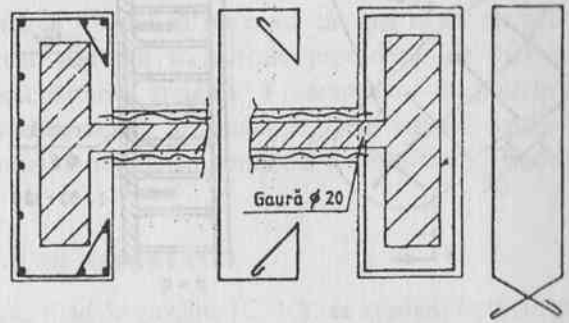


Fig. 9.8. Consolidări la bulbi de diafragmă.

Experienţa ultimelor cutremure a arătat că pereţii de forfecare răspund cerinţei de forfecare şi încovoiere dacă li se **încorporează elemente de margină** special detaliate la marginile lor. Elementele de margină trebuie proiectate considerând compresiunea maximă în perete sub forţele elastice prescrise.

9.2. CONSOLIDAREA ZIDĂRIILOR

9.2.1. ZIDĂRII PORTANTE

Executarea consolidărilor se face după stabilizarea completă a deformaţiilor. Acest fapt se constată cu ajutorul unor martori plasaţi pe fisuri. Consolidarea zidăriilor este funcţie de mărimea avariilor şi rolul lor în construcţie. Consolidarea se face începând de la subsol şi continuă pe celelalte nivele. Principalele procedee de consolidare ale zidăriilor sunt:

Consolidarea prin coasere, fig. 9.9, la care pe conturul fisurii aproximativ perpendicular se introduc în găuri (date cu maşina) scoabe. Se acoperă cu mortar proaspăt.

Consolidarea prin ţesere, fig. 9.10, constă în:

– îndepărtarea mortarului vechi pe de o parte şi de alta a zidăriei de-a lungul fisurii;

– se scoate din rosturi mortarul pe o adâncime de circa 1 cm;

– cărămida se perie cu perii de sârmă până la îndepărtarea integrală a mortarului vechi;

– se aşează plase de sârmă pe o faţă şi cealaltă care se leagă cu agrafe introduse prin găuri ;

– se torcretează mortar de ciment. Găurile au de regulă direcţia oblică faţă de perete şi în continuare se procedează ca la consolidarea prin coasere. Ţeserea fisurilor se practică la colţuri şi intersecţii de ziduri.

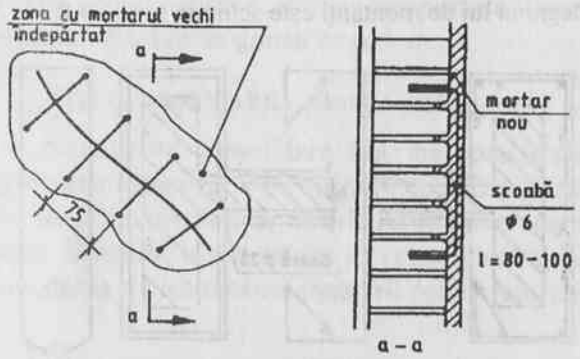


Fig. 9.9. Consolidare prin coasere la o zidărie.

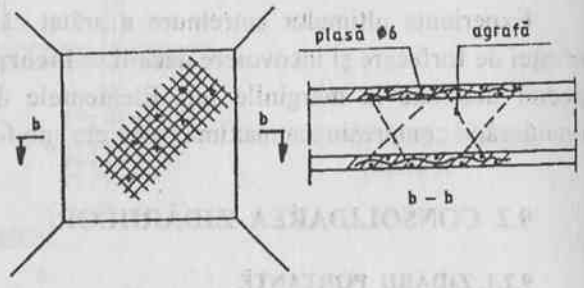


Fig. 9.10. Ţeserea fisurilor unei zidării

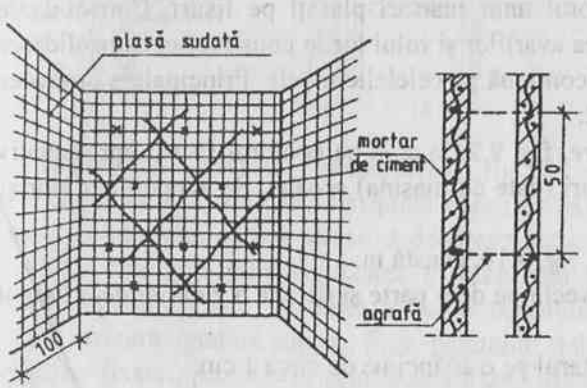


Fig. 9.11. Cămăşuirea unei zidării.

Cămăşuirea zidăriei se execută prin aplicarea pe ambele feţe a două plase sudate S.T.M. ϕ3 cu ochiuri 15–20 cm care se continuă şi pe pereţii adiacenţi. Plasele se leagă între ele cu agrafe introduse prin găuri practicate în zidărie, fig. 9.11.

În Planşa nr. 9.15 sunt redate sugestii grafice de consolidare a unor zidării: intersecţie de ziduri, colţuri, la care se folosesc elemente metalice: scoabe, tiranţi corniere, plăci încastrate. Pentru placajele finisajelor din cărămidă în Planşa nr. 9.16 sunt date două exemple de refacere a unor asemenea finisaje în care accentul se pune pe buna ancorare a pieselor fie folosind ancore din oţel profilat fie folosind o zidărie armată. Trebuie precizat următorul adevăr, valabil pentru domeniul consolidărilor, indiferent de natura materialelor sau a elementului: operaţiile care vizează consolidarea trebuie să rănească cât mai puţin elementul deja avariat. La zidăriile la care nu pot fi aplicate procedeele de mai sus, consolidarea se face prin îndepărtarea treptată a cărămizilor degradate şi efectuarea rezidirii, acordându-se o atenţie deosebită legăturii zidăriei vechi cu zidăria nouă prin udarea cărămizilor umplerea completă a rosturilor cu mortar, ţeserea la colţuri şi intersecţii.

9.2.2. REFACEREA ZIDĂRIILOR NEPORTANTE

Pereţii despărţitori, calcanele, fiind de grosime 1C, 1/2C se avariază frecvent prin fisurare, dislocări şi prăbuşire. Refacerea pereţilor despărţitori comportă operaţiile:

– înlăturarea cărămizilor, blocurilor degradate şi a porţiunilor dislocate;

– rezidirea şi împănarea la partea superioară, ancorarea de structura de rezistenţă.

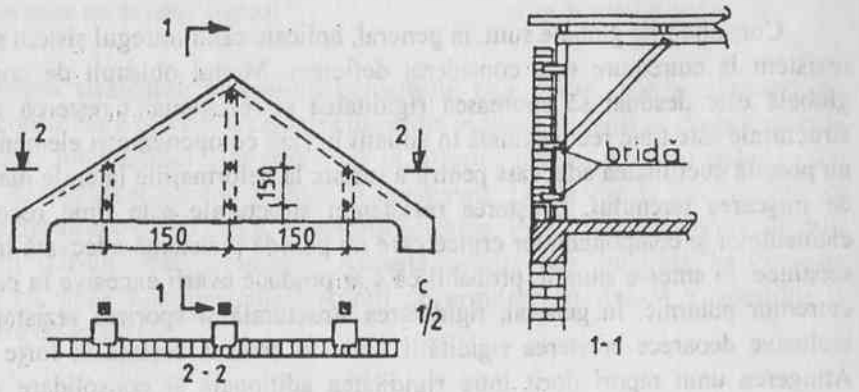


Fig. 9.12. Refacerea şi ancorarea calcanului.

Refacerea calcanelor are loc numai la consolidarea ansamblului clădirii. Calcanul se rezideşte, se ancorează de şarpantă, şi se întăreşte cu pilaştri. Ancorarea calcanului se mai poate face cu tiranţii metalici, fixaţi în zidurile portante perpendicular pe calcan, fig. 9.12. Dacă situaţia permite, se va modifica

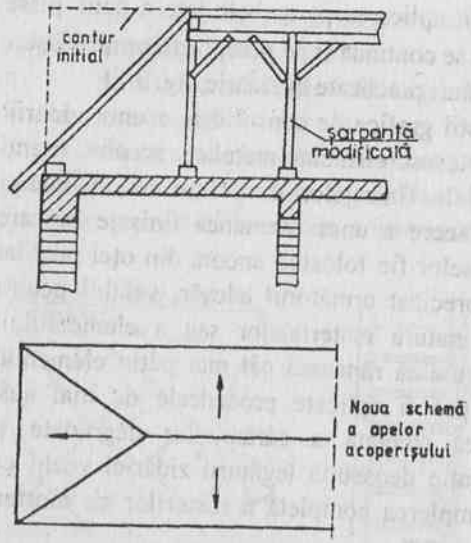


Fig. 9.13. Eliminarea calcanului prin introducerea unei ape.

soluția inițială a calcanului, prin introducerea unei ape suplimentare a acoperișului care elimină calcanul, fig. 9.13. O altă soluție constă în realizarea unor calcane noi din materiale ușoare: tablă pe asterială, plăci din azbopan pe rețea de rigle, scânduri, materiale compozite.

9.3. CONSOLIDARE GLOBALĂ

Consolidările globale sunt, în general, aplicate când întregul sistem structural rezistent la cutremure este considerat deficient. Modul obișnuit de consolidare globală este destinat să sporească rigiditatea și rezistența. Creșterea rigidității structurale este tipic recomandată în situații în care componente și elemente critice nu posedă ductilitatea adecvată pentru a rezista la deformațiile laterale mari induse de mișcarea terenului. Creșterea rezistenței structurale este tipic recomandată elementelor și componentelor critice care nu posedă rezistență adecvată la forțelor seismice. În ambele situații, probabil că s-ar produce avarii excesive în cazul unui cutremur puternic. În general, rigidizarea structurală și sporirea rezistenței sunt inclusive deoarece creșterea rigidității tinde să crească cerința la forțe laterale. Atingerea unui raport dorit între rigiditatea adițională și consolidare este arta majoră a consolidării seismice. Aceste considerații adesea ghidează inginerul când examinează opțiuni cum ar fi consolidarea elementelor existente rezistente la forțe laterale ori adăugarea de noi elemente cum ar fi pereți de forfecare, cadre contravântuite și cadre rezistente la moment încovoietor.

Închiderea golurilor din pereții de beton. Adaos de rigiditete și rezistență poate fi atins prin obturarea diferitelor goluri din pereții de beton. Pentru aceasta

este necesar un nou bilanț între rigiditate și rezistență din cauză că prin închiderea unor goluri se mărește rigiditatea care atrage după sine forțe seismice mai mari. Unele aspecte inginerești care se cer respectate se referă la asigurarea continuității armăturii în vederea obținerii rigidității impuse. De asemenea, trebuie realizată continuitatea noilor armături cu armătura existentă. În acest scop, se efectuează demolarea în jurul armăturii existente. Închiderea unor goluri se face ținând seama și de efectele arhitectonice.

Adăugarea unui nou schelet portant lângă cel vechi. Prin această soluție, clădirea primește un al doilea schelet portant. În fig. 9.14 se prezintă o soluție la care în zidăria existentă se realizează o rețea de stâlpi și grinzi din beton armat. Conlucrarea se asigură sau nu după gradul de avarie al structurii vechi, care poate contribui la noua structură sau este numai cu rol estetic și autoportantă. O altă soluție o constituie încadrarea pe contur a construcției într-o rețea de stâlpi și rigle, legați intermediar cu tiranți, fig. 9.15.

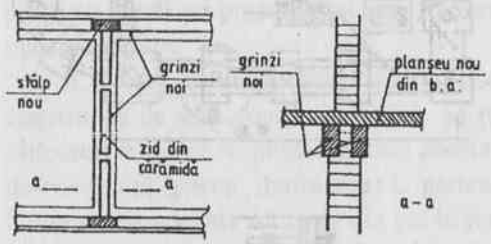


Fig. 9.14. Înglobarea în construcța veche a unei rețele noi de stâlpi și grinzi

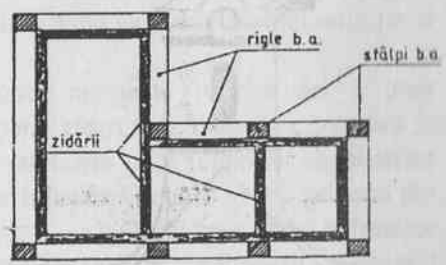


Fig. 9.15. Încadrarea clădirii pe contur într-o rețea de stâlpi și grinzi.

Folosirea tiranților tensionați constituite una dintre cele mai practicate soluții de consolidare globală a construcțiilor din zidărie. Tiranții se dispun pe cele două direcții: longitudinal și transversal la diferite nivele. Ei sunt echipați cu manșoane de strângere pentru a putea fi tensionați. De la caz la caz, tiranții se dispun la exteriorul clădirii sau în interiorul acesteia. Pot fi lăsați aparenți, vizibili sau mascați într-un strat de mortar. Această soluție este ilustrată în Planșele nr. 9.17, 9.18, unde sunt prezentate soluții de prindere cu sudură a tiranților și dispozitivele de întindere.

9.4. CONSOLIDĂRI LA FUNDAȚII

Fundațiile construcțiilor sunt primele elemente afectate de mișcarea seismică. Sosirea undelor seismice de adâncime, a undelor de suprafață, nașterea forțelor de inerție schimbă starea de solicitare a fundațiilor ca și a terenului de sub fundații.

Principalele consecinţe ale cutremurelor asupra terenului constă în deformaţii provenite din compactări, lichefieri, lunecări. Remedierea calităţii terenului se face prin sprijiniri, umpluturi, injectări cu betoane, introducerea de piloţi, consolidări cu substanţe chimice etc. Avariile fundaţiilor se constată anevoios, ele necesitând decopertări. În unele cazuri prezenţa avariilor este indicată de avarii sau deformaţii ale suprastructurii. Fiecare construcţie este o entitate individuală, care se consolidează într-o manieră specifică. În general, procedeele frecvent folosite sunt: cimentarea, cămăşuirea şi refacerea.

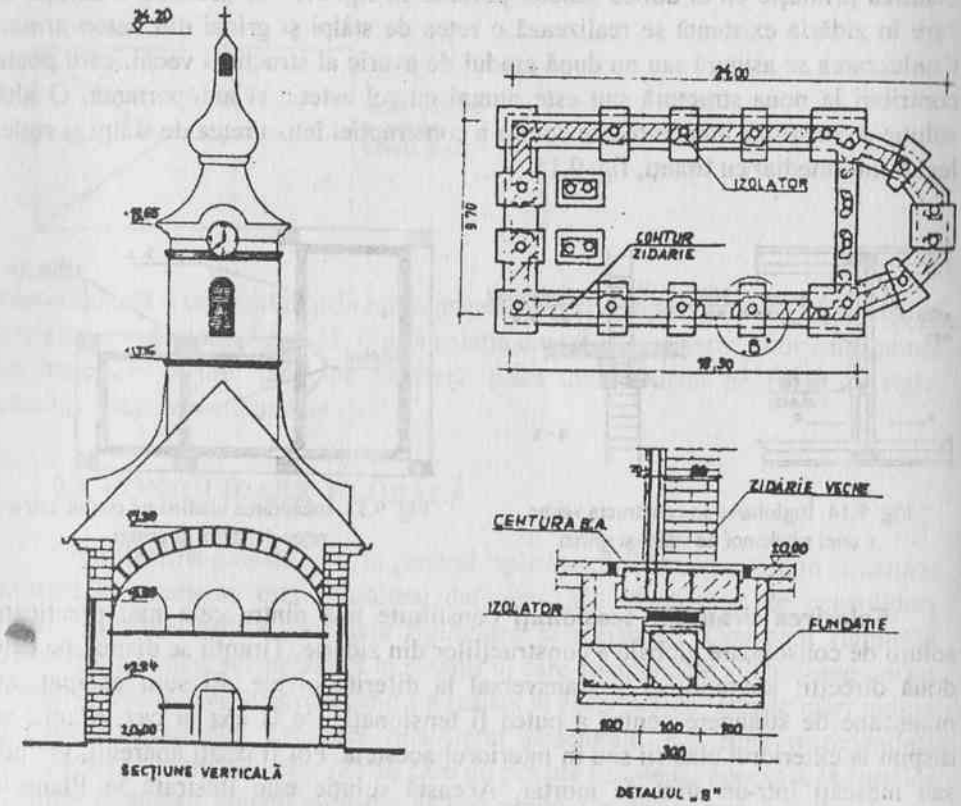


Fig. 9.16. Consolidarea la fundaţii şi izolarea la bază a unui lăcaş de cult religios.

Cimentarea. Dacă o fundaţie este fisurată, ea se consolidează prin injecţii cu lapte de ciment sub presiune. Tehnologia injectării constă în lărgirea cu dalta a fisurilor, practicarea de-a lungul fisurilor, de găuri, diametrul 30 mm cu adâncimea de până la 1 m. Găurile se spală cu apa injectată, apoi fisurile se chituiesc cu mortar de ciment pentru a împiedica scurgerea laptelui de ciment care urmează a fi injectat în găuri de jos în sus la o presiune de 2–3 atm. Găurile se închid cu dopuri de lemn până la întărirea mortarului.

Cămăşuirea cu beton simplu la unele fundaţii, este soluţia de consolidare, Planşa nr. 9.19 şi Planşa nr. 9.20. De regulă la fundaţii se folosesc betoane de marcă inferioară, care prezintă suprafeţe poroase uşor penetrabile de ape. Se recomandă impermeabilizarea acestor suprafeţe prin impregnare cu substanţe chimice ori prin vopsire. În cazul în care fundaţia este deteriorată puternic, se înlătură porţiunea degradată şi se cămăşuieşte cu beton armat, Planşa nr. 9.21. Înaintea aplicării cămăşuielii, pe suprafaţa fundaţiei vechi, se realizează o serie de, asperităţi sub forma unor intrânduri, se dispun armături ca mustăţi, se face golirea de mortar a asizelor pentru o bună conlucrare a fundaţiei vechi cu cămăşuială. Deseori cămăşuirea unei fundaţii necesită mărirea suprafeţei de descărcare. Lăţirea suprafeţei de descărcare este eficace numai dacă terenul este bine compactat, altfel el va tasa sub cămăşuială şi va lucra tot vechea suprafaţă de descărcare.

De cele mai multe ori începerea lucrărilor de consolidare necesită descărcarea fundaţiilor de încărcarea care le revine folosind alte reazeme, Planşa nr. 9.22. Noile reazeme provizorii pot fi pene metalice, profilele metalice, juguri, prese cu şurub ori prese hidraulice. Reazemele trebuie încărcate cât mai uniform şi manevrate lent.

Cu ocazia consolidării fundaţiilor unor momente istorice ori a unor construcţii de importanţă deosebită, se propune efectuarea protecţiei acestora la viitoarele mişcări seismice. Soluţia constă în realizarea pe tot conturul elementelor de rezistenţă (pereţi, diafragme) la partea lor inferioară a unor grinzi gemene din beton armat – legate între ele din loc în loc. Apoi, cu ajutorul unor prese hidraulice în nişe special amenajate, se face desprinderea construcţiei de fundaţii. În această fază se plantează izolatori seismici pe tot conturul fundaţiei. Actualmente izolatorii seismici folosiţi sunt pachete de cauciuc vulcanizat pe inserţii metalice calibraţi la forţe verticale şi rigidităţi orizontale precizate. Fig. 9.16 prezintă o astfel de soluţie pentru un lăcaş de cult.

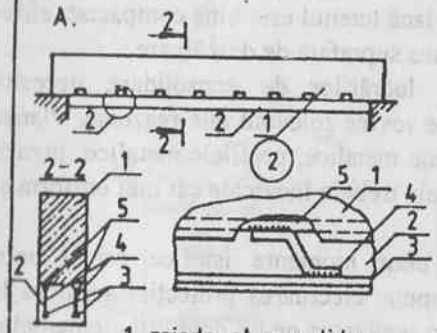
PLANSA NR. 9.1

CONSOLIDĂRI LA GRINZI DIN BETON ARMAT

A , B – CONSOLIDARE LA PARTEA INFERIOARĂ

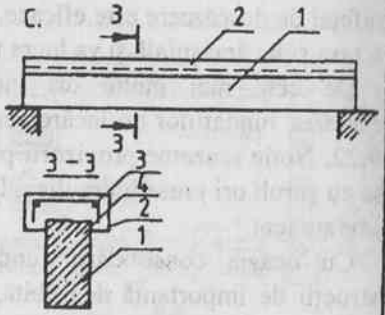
C , D – CONSOLIDARE LA PARTEA SUPERIOARĂ

A.



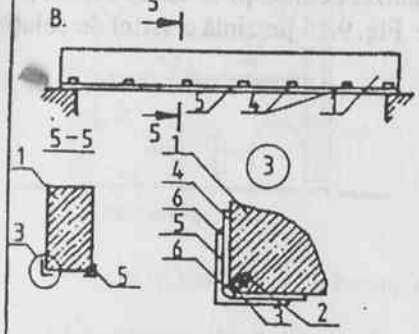
1. grinda pt. consolidare
2. beton de consolidare
3. armătură adăugată
4. bare de legătură

C.



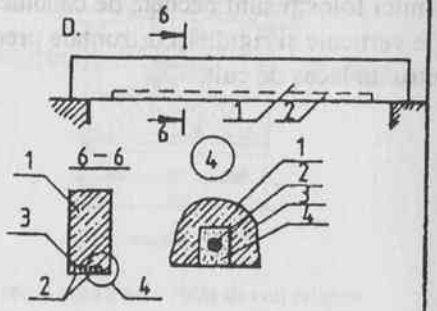
1. grinda de consolidat
2. cămașă de b.a.
3. armătură adăugată
4. grinda buceardată

B.



1. grinda de consolidat
2. armătură inițială
3. bare scurte
4. plăci de oțel
5. cornieră, 6. sudură

D.



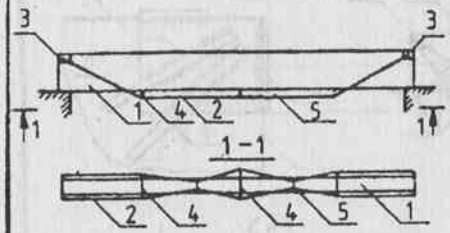
1. grinda de consolidat
2. armătură adăugată
3. scobitură în beton
4. mortar de protecție

PLANȘA nr. 9.2

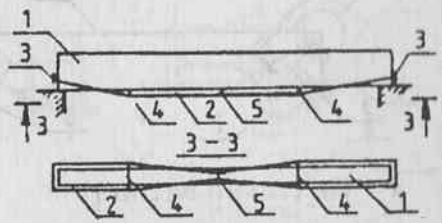
CONSOLIDĂRI LA GRINZI DIN BETON ARMAT

A, B, C – CU TIRANȚI POST TENSIONAȚI

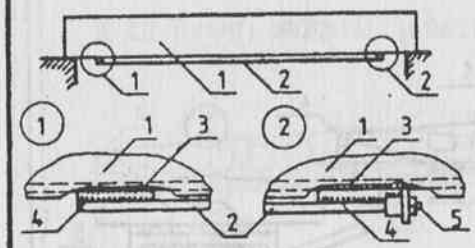
D – CU CADRU PORTAL DE DESCĂRCARE



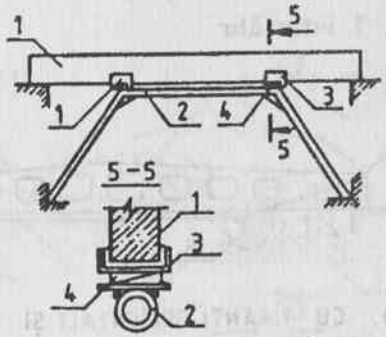
A. 1. grinda de consolidat
2. cadru din oțel pre-tensionat
3. dispozitiv de pretensionare
4. distanțier



C. 1. grinda de consolidat
2. armătură pretensionată
3. dispozitiv de pretensionare
4. distanțier



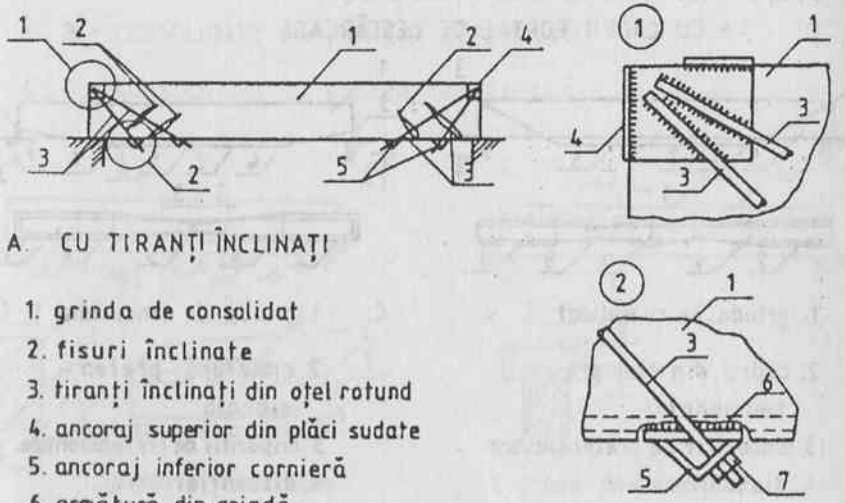
B. 1. grinda de consolidat
2. armătură pretensionată nouă
3. armătură veche
4. bucată de oțel rotund
5. dispozitiv de strângere



D. 1. grinda de consolidat
2. cadru nou adăugat
3. profil laminat I
4. pene metalice pentru încărcarea cadrului

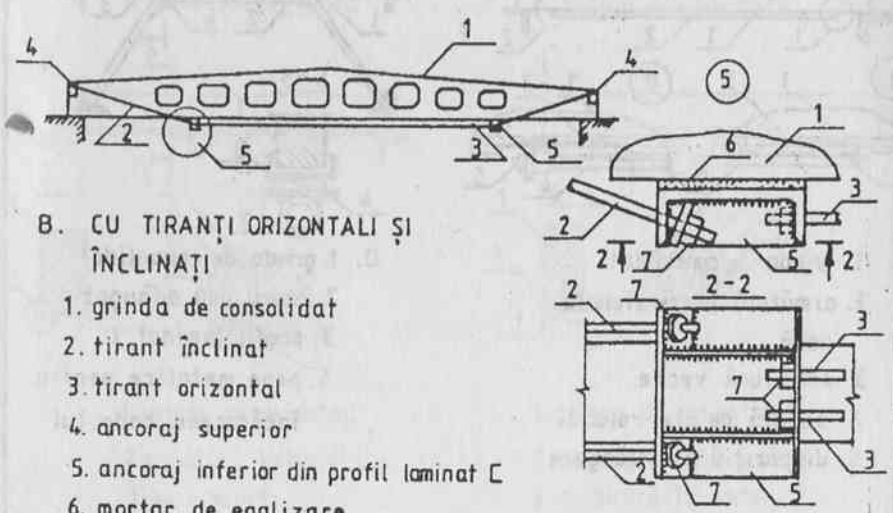
PLANSA NR. 9.3

CONSOLIDĂRI LA GRINZI DIN BETON ARMAT



A. CU TIRANȚI ÎNCLINAȚI

1. grinda de consolidat
2. fisuri înclinate
3. tiranți înclinați din oțel rotund
4. ancoraj superior din plăci sudate
5. ancoraj inferior cornieră
6. armătură din grindă
7. întinzător



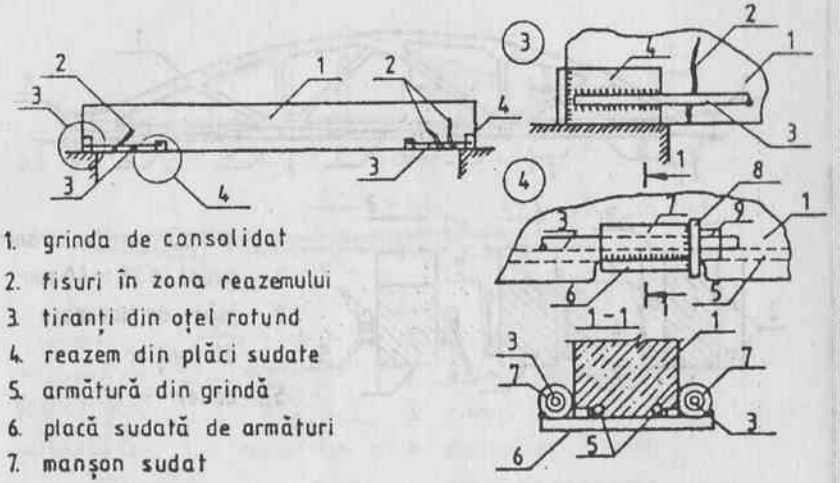
B. CU TIRANȚI ORIZONTALI ȘI ÎNCLINAȚI

1. grinda de consolidat
2. tirant înclinat
3. tirant orizontal
4. ancoraj superior
5. ancoraj inferior din profil laminat C
6. mortar de egalizare
7. întinzător

PLANȘA NR. 9.4

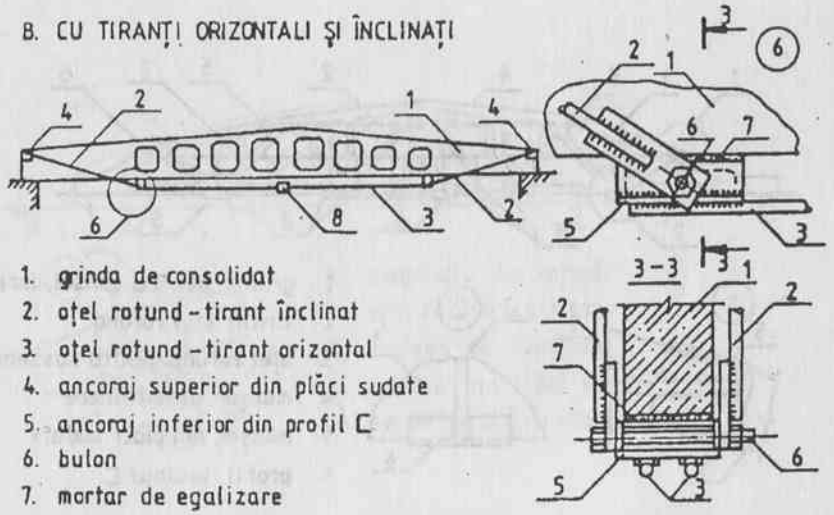
CONSOLIDĂRI LA GRINZI DIN BETON ARMAT

A. CU TIRANȚI LA REAZEME



1. grinda de consolidat
2. fisuri în zona reazemului
3. tiranți din oțel rotund
4. reazem din plăci sudate
5. armătură din grindă
6. placă sudată de armături
7. manșon sudat
8. rondelă
9. întinzător

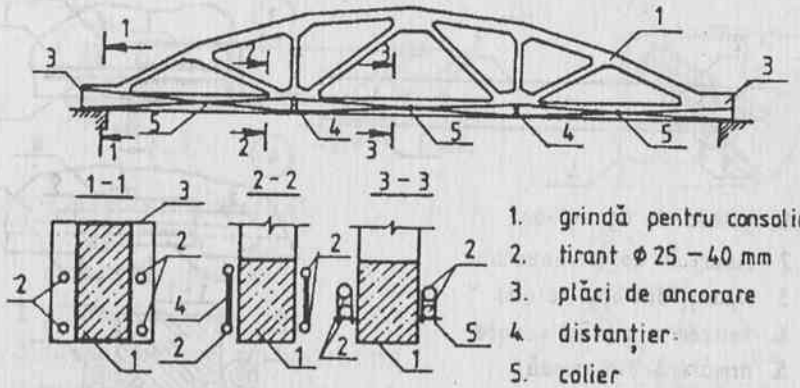
B. CU TIRANȚI ORIZONTALI ȘI ÎNCLINAȚI



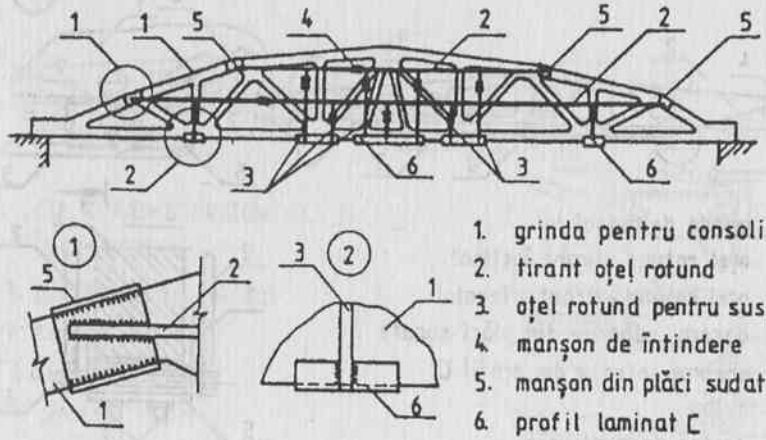
1. grinda de consolidat
2. oțel rotund – tirant înclinat
3. oțel rotund – tirant orizontal
4. ancoraj superior din plăci sudate
5. ancoraj inferior din profil C
6. bulon
7. mortar de egalizare
8. manșon de tensionare

PLANȘA NR. 9.5

A. - CONSOLIDAREA TĂLPII INFERIOARE CU TIRANȚI TENSIONAȚI DIN OȚEL ROTUND



1. grindă pentru consolidare
2. tirant ϕ 25 – 40 mm
3. plăci de ancorare
4. distanțier
5. colier

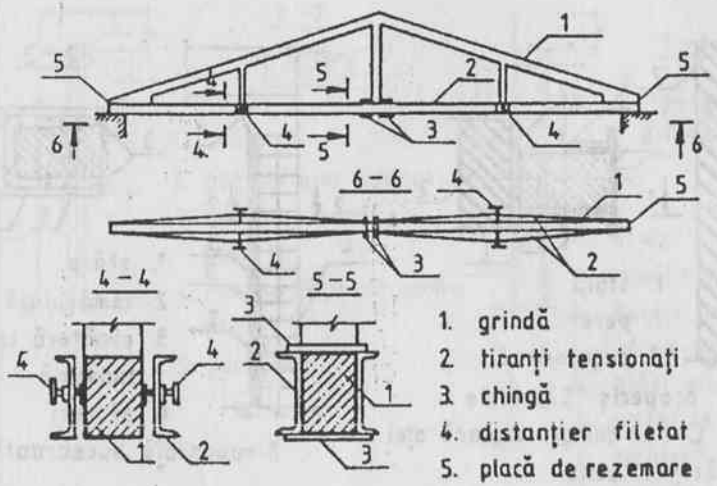


1. grinda pentru consolidare
2. tirant oțel rotund
3. oțel rotund pentru suspendare
4. manșon de întindere
5. manșon din plăci sudate
6. profil laminat C

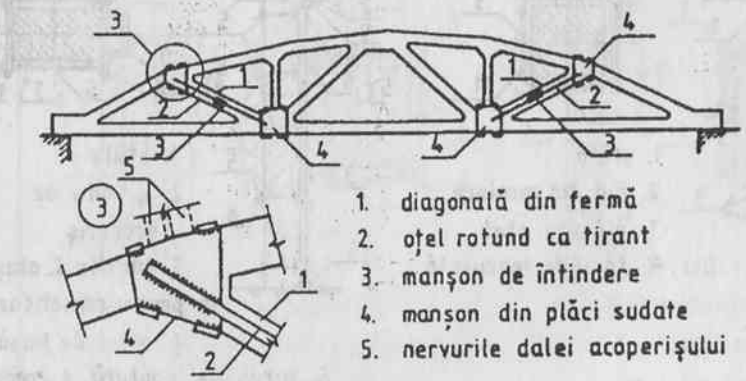
B. CONSOLIDARE CU UN SISTEM DE TIRANȚI

PLANȘA NR. 9.6

A. CONSOLIDAREA TĂLPII INFERIOARE CU PROFILE LAMINATE C CU ROL DE TIRANT



1. grindă
2. tiranți tensionați
3. chingă
4. distanțier filetat
5. placă de rezemare



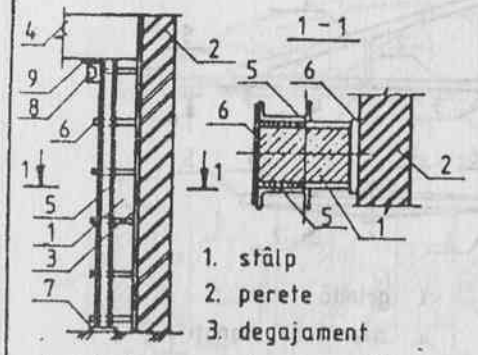
1. diagonală din fermă
2. oțel rotund ca tirant
3. manșon de întindere
4. manșon din plăci sudate
5. nervurile dalei acoperișului

B. CONSOLIDAREA DIAGONALELOR CU TIRANȚI TENSIONAȚI

PLANȘA NR. 9.7

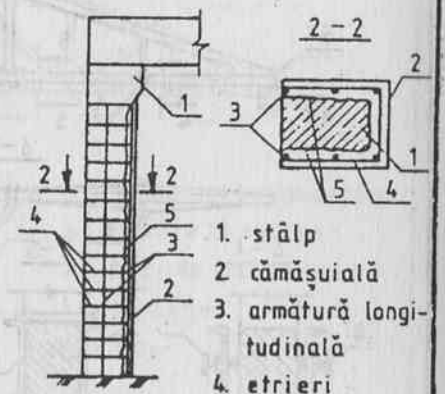
CONSOLIDĂRI LA STÂLPI DIN BETON ARMAT

A - CU PROFILE LAMINATE AȘEZATE UNILATERAL



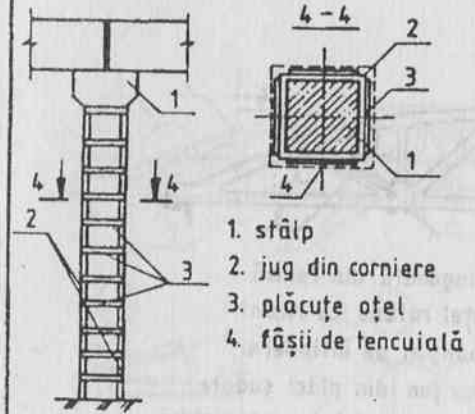
1. stâlp
2. perete
3. degajament
4. grindă acoperiș 5. profile laminate C 6. chingi 7. placă oțel
8. rigidizări 9. pene

B - CU CĂMĂȘUIRE DIN BETON ARMAT



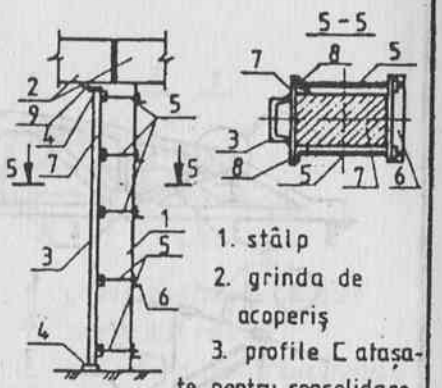
1. stâlp
2. cămășuială
3. armătură longitudinală
4. etrieri
5. suprafață buceardată

C - CU CĂMĂȘUIRE



1. stâlp
2. jug din corniere
3. plăcuțe oțel
4. fâșii de tencuială

D - CU POPI ATAȘAȚI

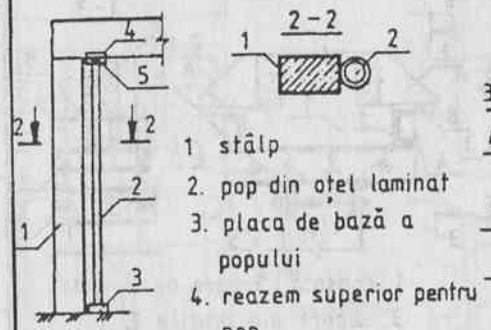


1. stâlp
2. grinda de acoperiș
3. profile C atașate pentru consolidare
4. plăci de bază
5. șurub de legătură 6. rondelă
7. platbandă 8. cornieră
9. pene

PLANȘA NR. 9.8

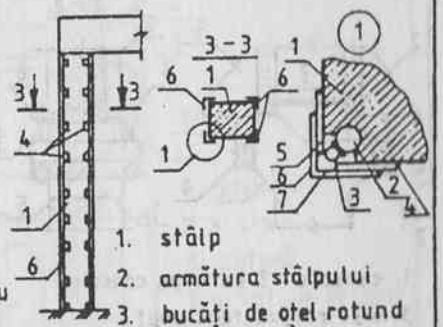
CONSOLIDĂRI LA STÂLPI DIN BETON ARMAT

A - CU POP ADĂUGAT



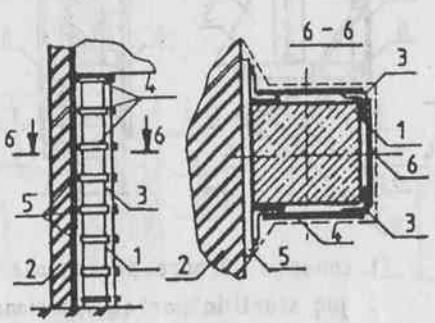
1. stâlp
2. pop din oțel laminat
3. placa de bază a popului
4. reazem superior pentru pop
5. pene metalice

B - CU CORNIERE LA COLȚURI



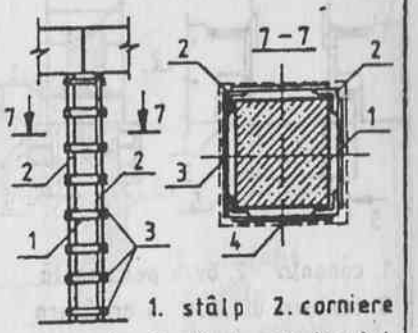
1. stâlp
2. armătura stâlpului
3. bucăți de oțel rotund 100 mm lungime
4. plăci sudate
5. mortar de egalizare
6. cornieră
7. cavitate - a fi umplută

C - CU JUGURI METALICE ÎN CAZUL UNUI PERETE



1. stâlp 2. perete adiacent
3. cornierele jugului 4. plăcuțe
5. plăcuțe introduse între stâlp și perete

D - CU JUGURI DIN ELEMENTE TENSIONATE

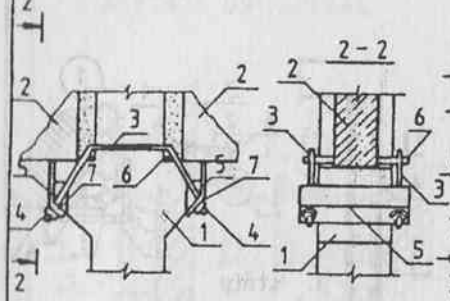


1. stâlp 2. corniere longitudinale ale jugului
3. platbenzi sudate după încălzire la 200 - 250°C

PLANȘA NR. 9.9

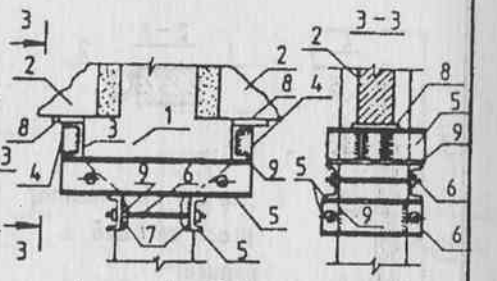
CONSOLIDAREA CONSOLELOR STÂLPILOR DIN BETON ARMAT

A – CU BARE ÎNCLINATE

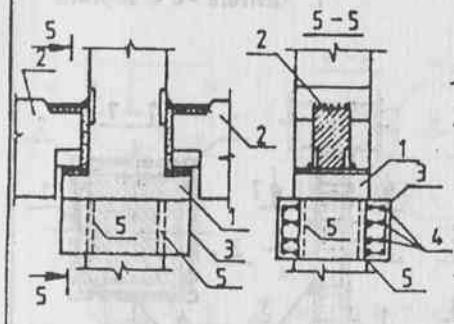


1. consola 2. bare pe console 3. oțel rotund tensionat 4. piuliță strângere 5. suport inferior din plăci 6. suport superior

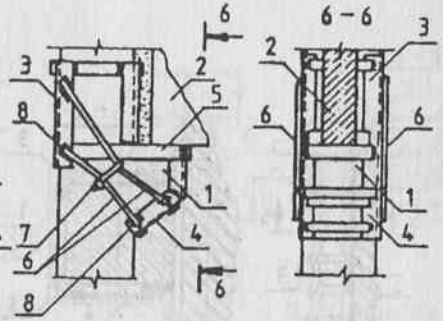
B – CU REAZEM DIN PROFILE



1. consola 2. bare pe console 3. suport din profile C 4. rigidizări 5. jug din profile sudat de armătura stâlpului



1. consola 2. bare pe consolă 3. centura din b.a. 4. armătura centurii din b.a. 5. stratul de acoperire din b. vechi îndepărtat



1. consola 2. bare pe console 3. jug scurt la partea superioară 4. suportul de la partea inferioară 6. bare tensionate 7. chingă 8. sudură

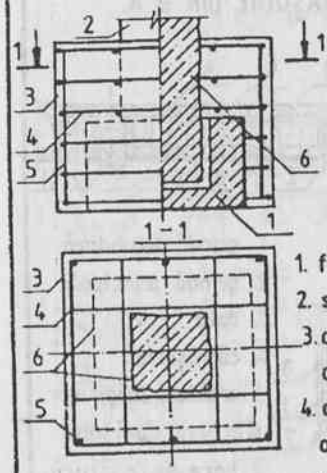
C – CU CENTURĂ

D – CU BARE TENSIONATE

PLANȘA NR. 9.10

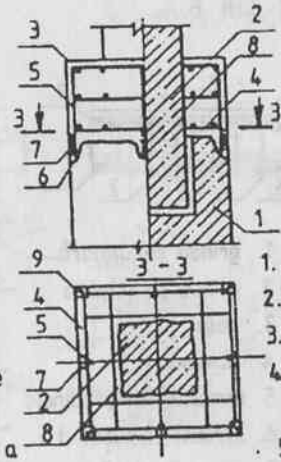
ÎNĂDIRI LA FUNDAȚII A STÂLPILOR DIN B. A.

A - CU CENTURA DIN B. A.

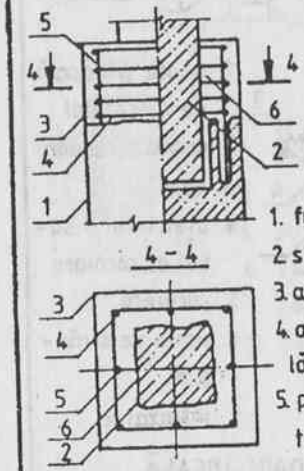


1. fundație 2. stâlp 3. centură de consolidare 4. armătura orizontală a centurii 5. armătura verticală a centurii 6. suprafața pregătită

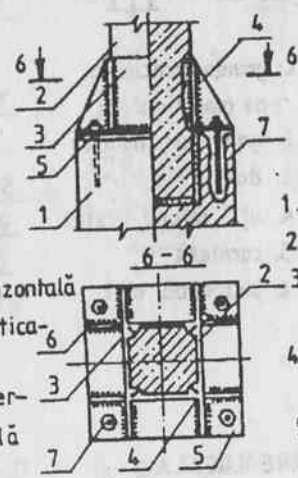
B.- ÎNĂDIREA GRINZILOR PEREȚI



1. fundație 2. stâlp 3. centură 4. armătura orizontală 5. armătura verticală 6. armătura veche 7. placă de oțel sudată 8. suprafață rugoasă 9. mortar injectat



1. fundație 2 stâlp 3. armătura orizontală 4. armătura verticală 5. profilare verticală locală



1. fundație 2. stâlp 3 jug din plăci de oțel sudate 4. bare scurte din oțel rotund 5. mortar egalizare 6. nervuri 7. bulon

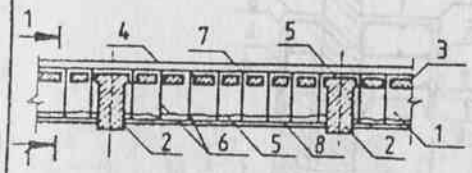
C - CU CENTURA DIN B.A.

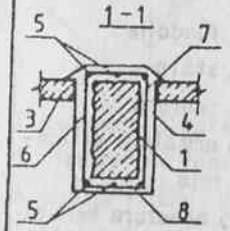
D - CU CENTURA METALICĂ

PLANȘA NR. 9.11

CONSOLIDĂRI LA PLANȘEE DIN BETON ARMAT MONOLIT

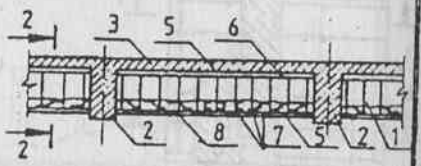
A - CĂMĂȘUIRE DIN B.A.

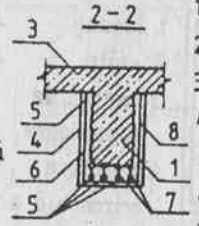




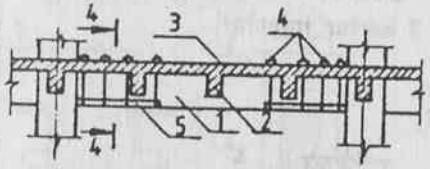
1. grindă secundară
2. grindă principală
3. dală
4. cămăşuire
5. armătură longitudinală
6. etrierii cămăşuirii
7. găuri în dală

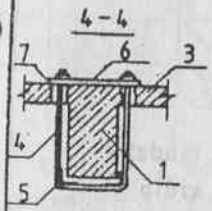
B. - CĂMĂȘUIRE DIN B. A.



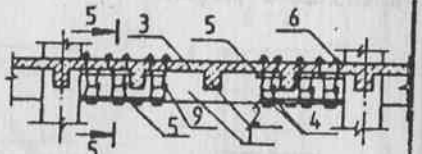


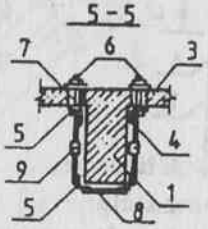
1. grindă secundară
2. grindă principală
3. dală
4. cămăşuire
5. armătură longitudin.
6. etrierii cămăşuirii
7. bare de legătură





1. grinda principală de consolidat
2. grinda secundară
3. dală
4. oțel rotund filetat
5. cornieră
6. platbandă oțel





1. grinda principală de consolidat
2. grinda secundară
3. dală
4. oțel rotund sudat de corniere
5. cornieră
6. şurub de strângere
9. întinzător

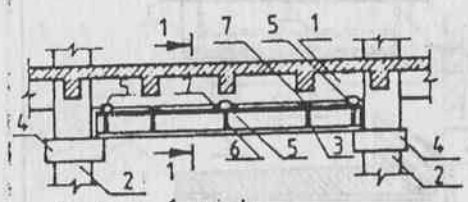
C. - CONSOLIDARE LOCALĂ

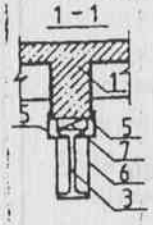
D. - CONSOLIDARE LOCALĂ

PLANSA NR. 9.12

CONSOLIDĂRI LA PLANȘEE DIN BETON ARMAT MONOLIT

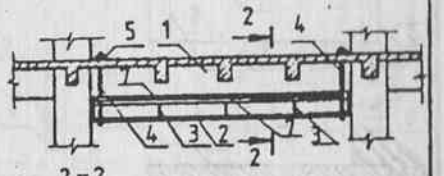
A - CU SUBGRINZI PE CONSOLE

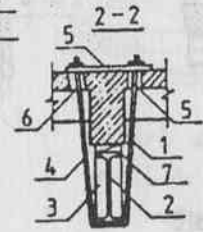




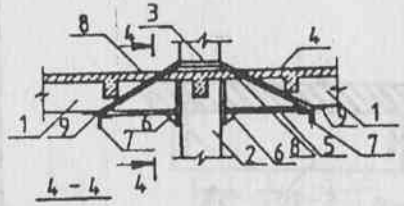
1. grinda
2. stâlpi
3. subgrindă oțel
4. jug din b.a. sau oțel pe stâlpi
5. corniere de fixare
6. rigidizări
7. pene

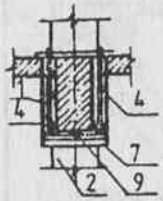
B. - CU SUBGRINZI ȘI ETRIERI



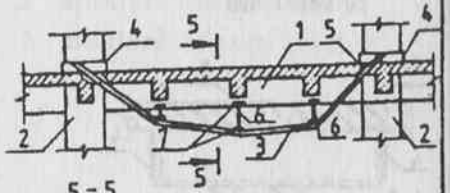


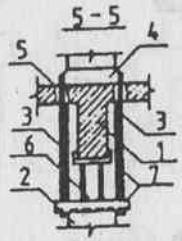
1. grinda
2. subgrindă oțel
3. nervuri
4. etrieri de egalare subgrindă
6. găuri în placă
7. pene





1. grinda
2. stâlp
3. tirant de descărcare
5. tirant orizontal
6. opritor tirant
7. cornieră opritor
9. pene





1. grinda
2. stâlp
3. canal pentru tirantul din oțel
4. dispozitiv de ancorare sub formă circulară pe stâlp
5. găuri în dală
6. montanții canalului

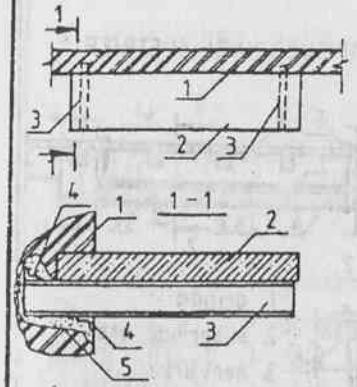
C - CU TIRANȚI DE DESCĂRCARE

D. - CU NIȘĂ PENTRU TIRANT

PLANȘA NR. 9.13

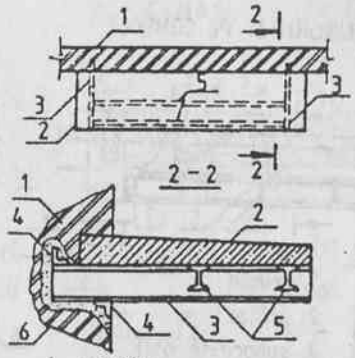
CONSOLIDAREA DALEI BALCONULUI

A - CU PROFILE METALICE

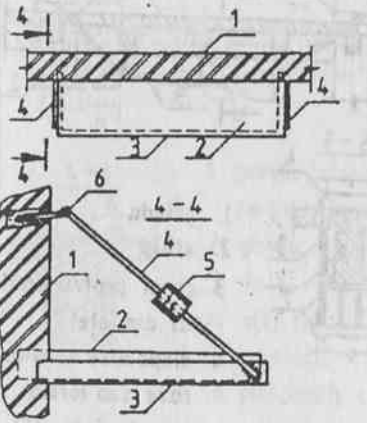


1. perete
2. dala balcon
3. I sau C în consolă
4. corniera - pat
5. nișă în perete umplută cu beton nou

B - CU PROFILE LAMINATE

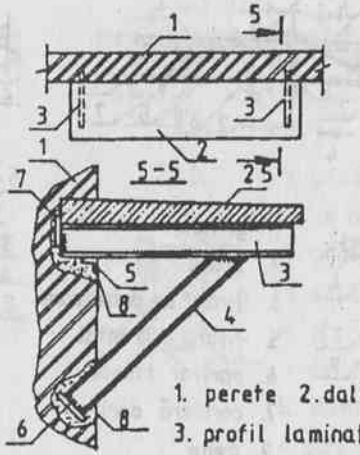


1. perete
2. dala balcon
3. I sau C grinzi principale
4. corniera - pat
5. grinzi secundare



1 perete 2. dală balcon 3. cornieră încastrată 4. tirant 5. manșon de strângere 6. ancoră

C.- PRIN SUSPENDARE



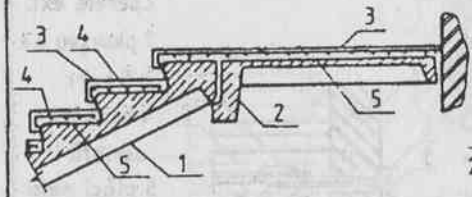
1. perete 2. dală balcon 3. profil laminat în consolă 4. contrafisă 5. cornieră pat 6. placă 7. ancoră

D - CU CONTRAFIȘĂ

PLANȘA NR. 9.14

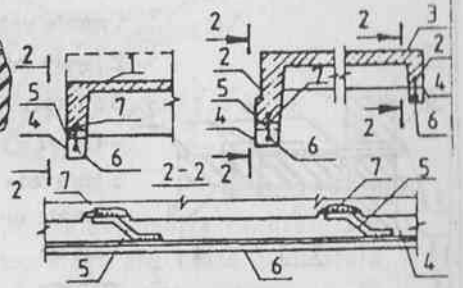
CONSOLIDAREA RAMPEI SCĂRII

A - ÎN ZONA COMPRIMATĂ

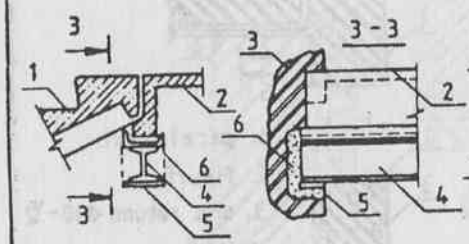


1. rampa scării
2. grinda de podest
3. suprabetonare
4. element prefabricat
5. suprafața rugoasă obținută prin buceardare

B - ÎN ZONA ÎNTINSĂ

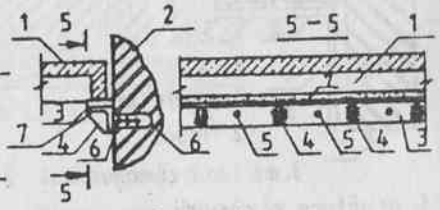


1. nervură longitudinală
2. grindă de podest
3. dala rampei
4. consolidare din beton nou
5. bare îndoite sudate
6. armătură de consolidare
7. armătură existentă veche



1. rampa scării
2. podestul scării
3. perete lateral
4. grindă compusă de susținere
5. placă de susținere

C - CU SUBGRINZI PODEST



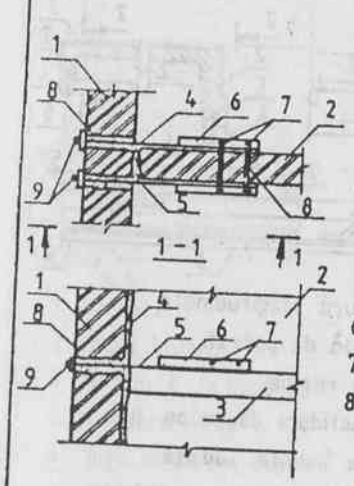
1. nervură podest
2. perete
3. cornieră suport cu găuri
4. rigidizări
5. bolturi împușcate
6. găuri
7. mortar nou

D - NERVURĂ PODEST

PLANȘA NR. 9.15

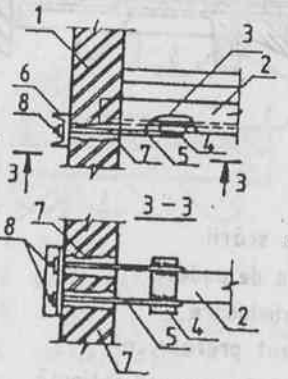
CONSOLIDĂRI LA INTERSECȚII DE ZIDURI

A - CU BARE TENSIONATE

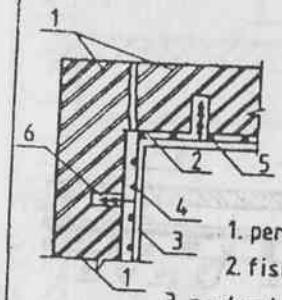


1. perete ext.
2. perete int.
3. planșeu
4. fisuri
5. bare tensionate sudate de corniere
6. cornieră
7. bolțuri
8. gaură

B - ÎMBINARE ZID-PLANȘEU

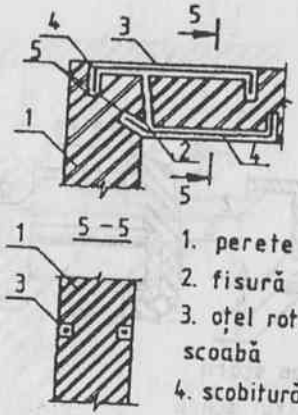


1. perete ext.
2. planșeu b.a.
3. fisuri
4. bară tensionată
5. plăci metalice
6. bolț
7. gaură în perete ori în planșeu



1. perete ext.
2. fisură
3. mortarul cămășuirii
4. armătura cămășuirii
5. bolțuri ⌀5 - 10 de fixare spațiale la 600 mm. 6. găuri în cărămidă.

C - COLȚ CĂMĂȘUIT



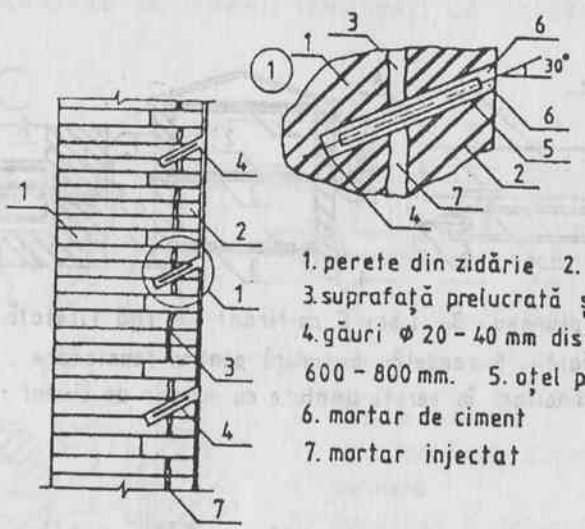
1. perete ext.
2. fisură
3. oțel rotund ⌀10 - 12 scoabă
4. scobitură 35 - 40mm
5. găuri ⌀15 - 20 mm adîncime 100 mm

D - COLȚ CĂMĂȘUIT CU PLĂCI

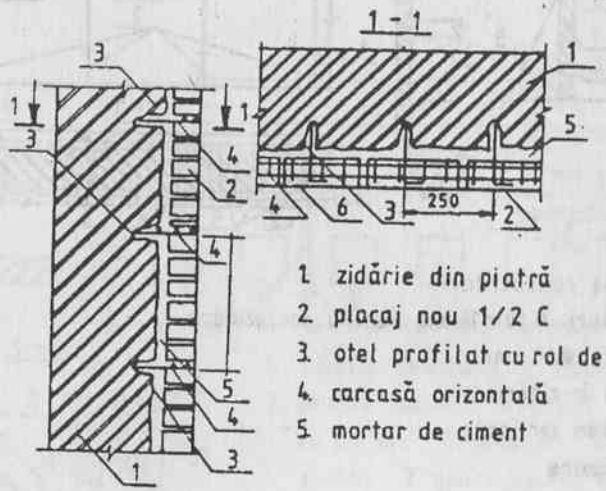
PLANȘA NR. 9.16

CONSOLIDARE ȘI PLACARE LA ZIDĂRII

A - PLACAJ LA FAȚA UNUI ZID AVARIAT



1. perete din zidărie 2. placaj 1/2 C.
3. suprafață prelucrată și curățată.
4. găuri ⌀20 - 40 mm distanțate la 600 - 800 mm. 5. oțel profilat ⌀10 - 14mm.
6. mortar de ciment
7. mortar injectat



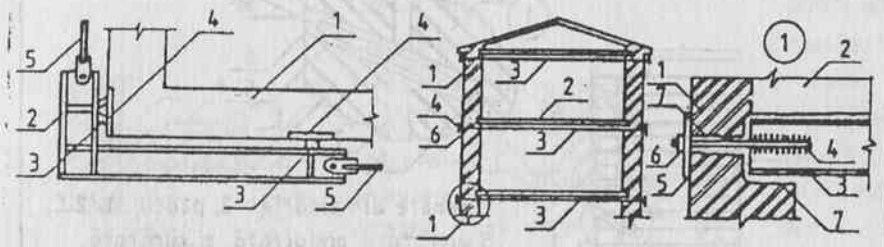
1. zidărie din piatră
2. placaj nou 1/2 C
3. otel profilat cu rol de ancoră
4. carcasă orizontală
5. mortar de ciment

B. PLACAJ DIN ZIDĂRIE ARMATĂ PE O ZIDĂRIE

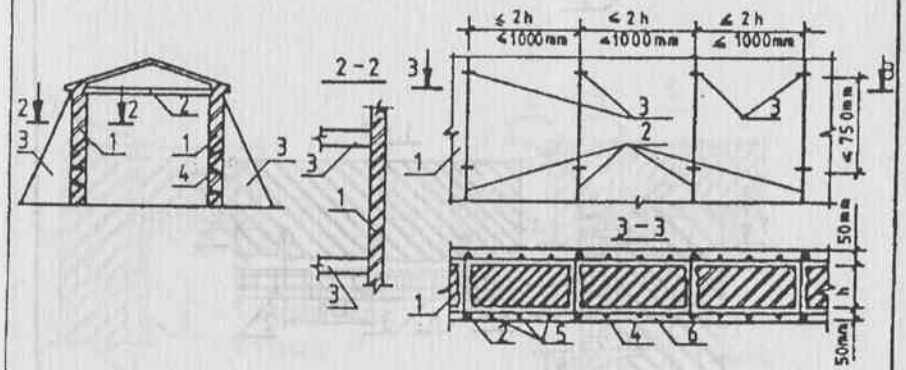
PLANȘA NR. 9.17

CONSOLIDĂRI LA PEREȚI DIN CĂRĂMIDĂ

A.- CU UN SINGUR NIVEL DE TIRANȚI TENSIONAȚI



1. perete 2. planșeu 3. I sau C ca tirant 4. tijă filetată și sudată de tiranți 5. rondelă 6. piuliță pentru tensionare 7. găuri și adâncituri în pereți umplute cu mortar de ciment



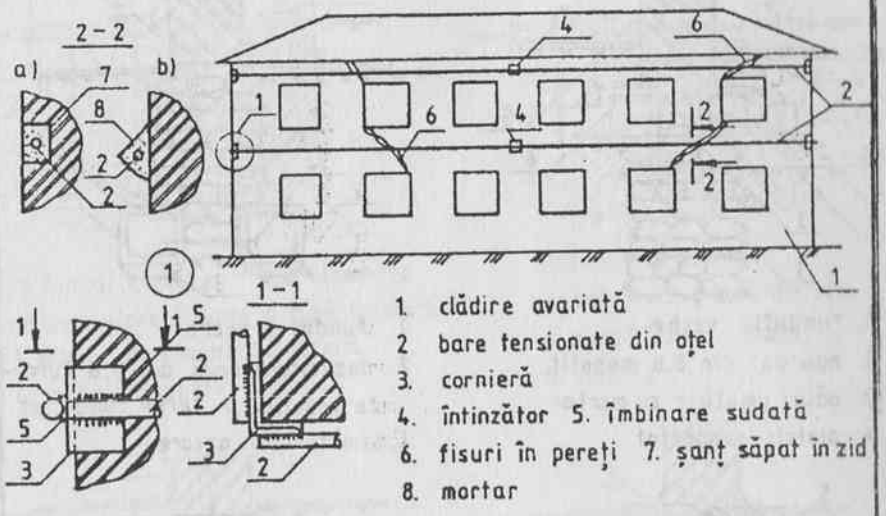
1. zid de consolidat
2. armături ϕ 10 – 14 mm pentru consolidare
3. agrafe ϕ 10 mm
4. găuri în zidărie
5. armături verticale
6. cămășuire

B – CĂMĂȘUIREA UNEI ZIDĂRII

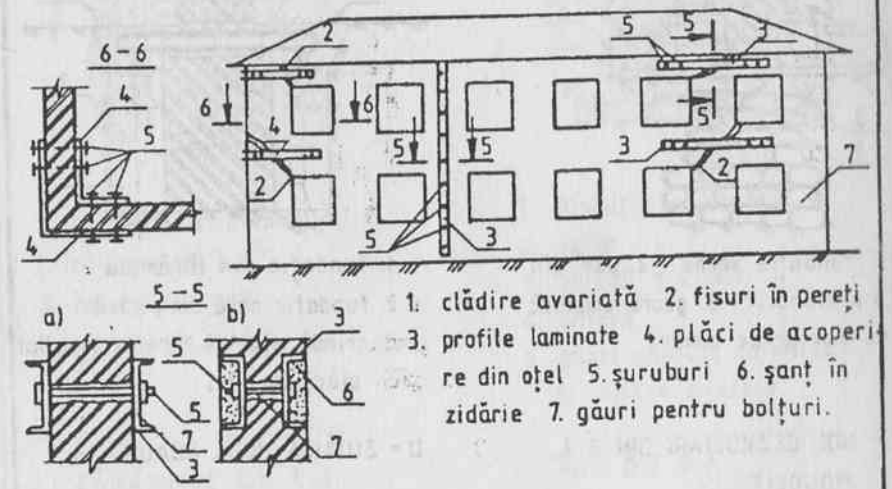
PLANȘA NR 9.18

CONSOLIDĂRI LA CLĂDIRI DIN ZIDĂRIE

A – AMENAJARE DE TIRANȚI TENSIONAȚI LA EXTERIORUL CLĂDIRII



1. clădire avariată
2. bare tensionate din oțel
3. cornieră
4. întinzător 5. îmbinare sudată
6. fisuri în pereți 7. șanț săpat în zid
8. mortar



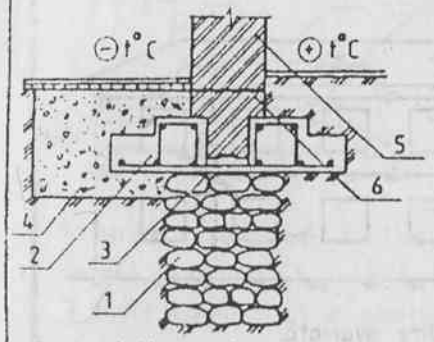
1. clădire avariată 2. fisuri în pereți 3. profile laminate 4. plăci de acoperire din oțel 5. șuruburi 6. șanț în zidărie 7. găuri pentru bolțuri.

B – CONSOLIDARE CU PLĂCI DE ACOPERIRE

PLANȘA NR. 9.19

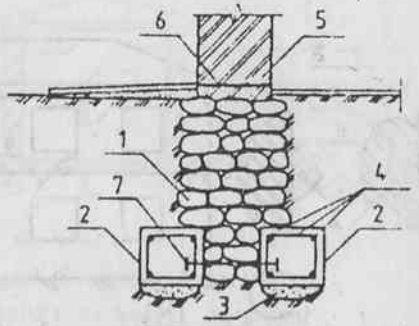
CONSOLIDĂRI LA FUNDAȚII FÂȘIE DIN CĂRĂMIDĂ SAU PIATRĂ

A - PAT DIN B.A. MONOLIT

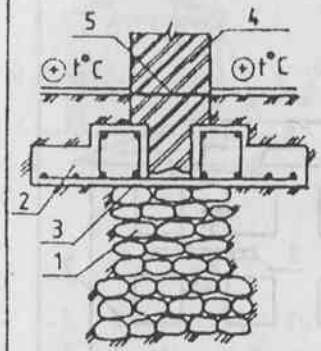


1. fundația veche
2. nou pat din b.a. monolit
3. găuri umplute cu mortar
4. pietriș compactat

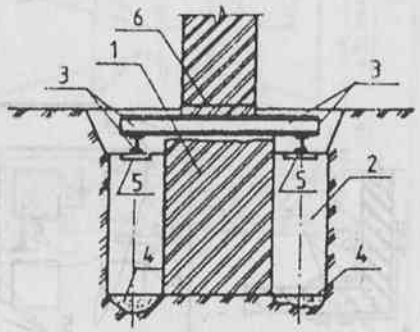
B - NOI DEZVOLTĂRI DIN B.A MONOLIT



1. fundația veche
2. dezvoltare nouă din b.a. turnate monolit 3. teren compactat
4. armături 7. ancore



1. fundație veche 2. pat din b.a. monolit 3. gaură umplută cu mortar de ciment



1. fundație din cărămidă
2. fundație nouă din piatră
3. grindă oțel 4. teren compactat
5. plăci din oțel

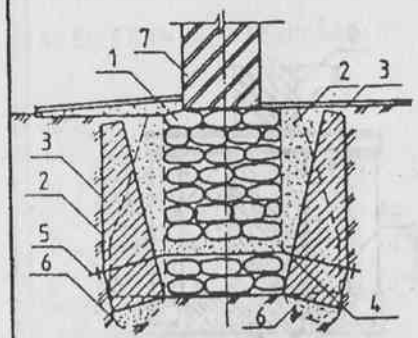
C - NOI DEZVOLTĂRI DIN B.A. MONOLIT

D - ZIDĂRIE NOUĂ ADĂUGATĂ

PLANȘA NR. 9.20

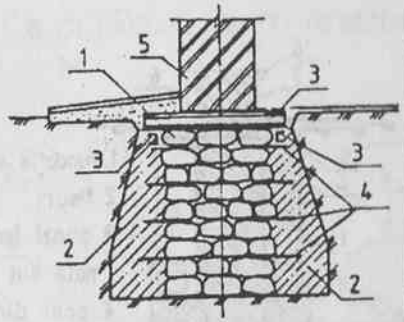
CONSOLIDĂRI LA FUNDAȚII FÂȘIE DIN CĂRĂMIDĂ ORI PIATRĂ

A - CU PREFABRICATE

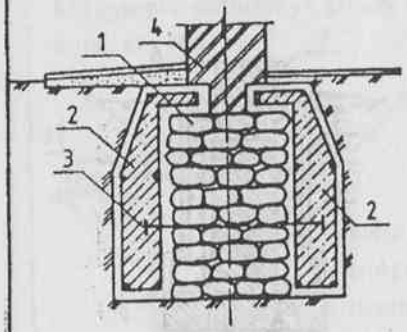


1. fundație veche 2, 3 elemente de dezvoltare înainte și după lunecare
4. mortar de ciment 5. ancoră
6. teren compactat

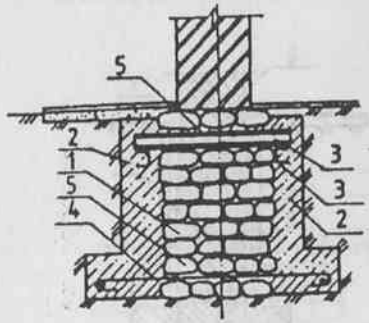
B - PRIN NOI DEZVOLTĂRI



1. fundația veche
2. beton 3. grindă din oțel
4. mustăți de ancorare
5. zidărie



1. fundație existentă
2. cămașă din b.a.
3. ancore din oțel
4. zidărie de piatră



1. fundație existentă
2. beton
3. grindă din oțel
4. ancore
5. găuri umplute cu mortar de ciment injectat

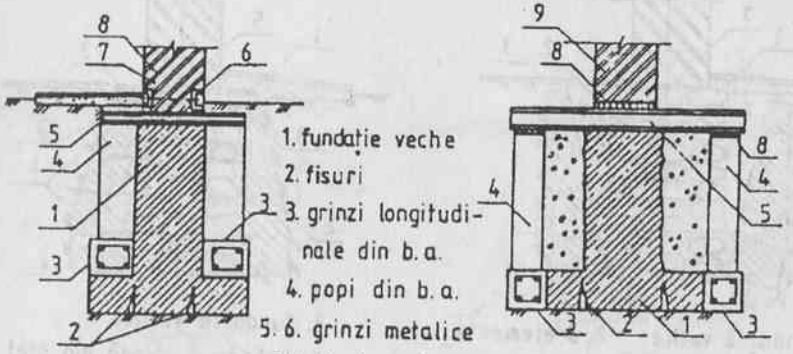
C - CĂMĂȘUIRE DIN B.A.

D.- PAT DIN B.A.

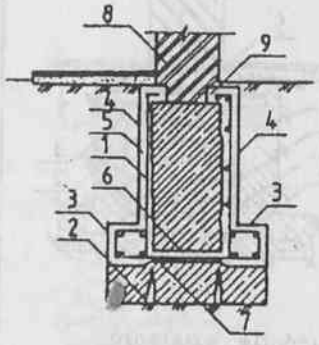
PLANȘA NR. 9.21

CONSOLIDĂRI LA FUNDAȚII TURNATE MONOLIT

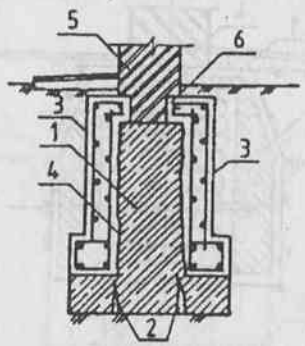
A - CU GRINZI LONGITUDINALE DIN B.A. SI POPI



1. fundație veche
2. fisuri
3. grinzi longitudinale din b.a.
4. popi din b.a.
5. 6. grinzi metalice
7. bolț de cuplare



1. fundație existentă
2. fisuri în fundație
3. grinzi b.a. longitud.
4. cămășuială b.a.
5. suprafață rugoasă
6. gaură cu mortar



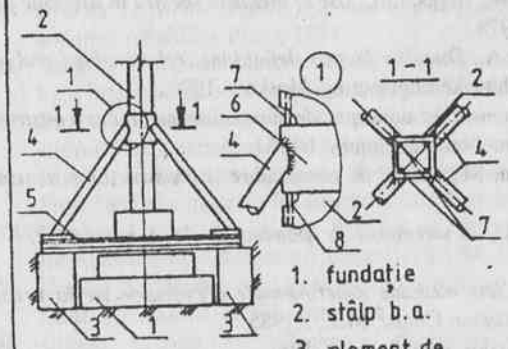
1. fundație existentă
2. fisuri
3. cămășuială b.a.
4. suprafață pregătită
5. zidărie
6. adâncitură în perete

B - CU CĂMĂȘUIALĂ DIN B.A. MONOLIT

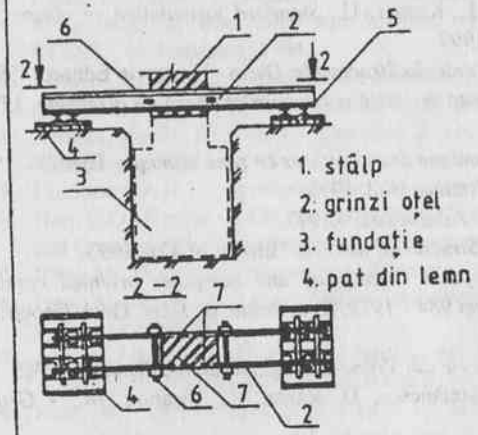
PLANȘA NR. 9.22

CONSOLIDAREA TĂLPII FUNDAȚIILOR

A - CU TRANSFER DE ÎNCĂRCARE

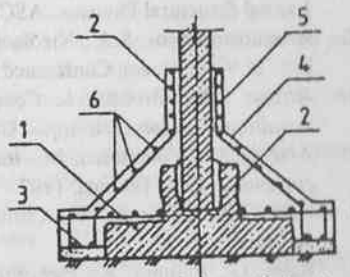


1. fundație
2. stâlp b.a.
3. element de consolidare
4. diagonala metalică; 5 grinda oțel
6. jug din oțel

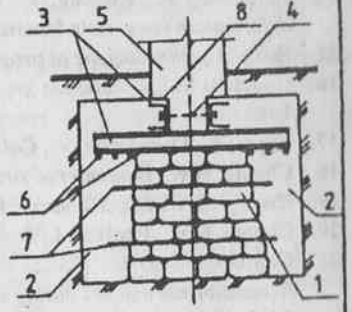


1. stâlp
2. grinzi oțel
3. fundație
4. pat din lemn
5. pat din metal
6. bolțuri de cuplare

B. CU LĂRGIREA BAZEI DE REZEMARE



1. fundație 2. suprafață tratată 3. beton de egalizare
4. cămășuială evazată 5. stâlp



1. fundație
2. dezvoltare nouă din beton
3. grinzi din metal
4. bolț de cuplare
6. armături
7. mustăți ancore

C. - CU SUSPENDAREA STÂLPULUI

D. - CU LĂRGIREA ARIEI REAZEMULUI

BIBLIOGRAFIE

1. Aizenberg, I.M., *Construcţii cu structura autoadaptabilă la solicitări seismice*. Edit.Tehnică, Bucureşti, 1982.
2. Allahabadi, R., Powell, G.H., *Drain - 2 DX, User guide*. Coll. of Eng. Univ. California at Barkeley, 1988.
3. Anagnostopoulos, S.A., *Inelastic beams for seismic analysis of structures*. Journal Structural Division, ASCE, 1981.
4. Anagnostopoulos, S.A., Haviland, R.W., Biggs, I.M., *Use of inelastic spectra in aseismic design*. Journal Structural Division, ASCE, 1978.
5. Anagnostopoulos, S.A., Nicolaou, D.A., *Ductility factors definitions, relationships and usage*. Proc.of 9th European Conference Earthquake Engineering, Moskow, 1990.
6. Aribert, J.M., Brozetti, I., *Comportament et concepts de dimensionement des constructions metalliques en zone seismique*. Construction Metalliques, 1/1981.
7. Arsenie, G., Voiculescu, M., Ionaşcu, M., *Soluţii de consolidare a construcţiilor avariate de cutremure*. Edit. Tehnică, 1997.
8. Bălan, Şt., Cristescu, V., Cornea, I., *Cutremurul de pământ de la 4 martie 1977*. Edit. Academiei, 1982.
9. Ballo, G., Plumier, A., *Definition d'une methode experimentale d`evolution de la resistance antismique d'elements de structure en acier*. Constr. Met., *3*,1985.
10. Bănuţ, V., *Calculul neliniar al structurilor*. Edit. Tehnică, 1981.
11. Bârsan, M.G., *Dinamica şi stabilitatea construcţiilor*. Edit.Didactică şi Pedagogică, 1979.
12. Beleş, A., Ifrim, M., *Elemente de seismologie inginerească*. Ed.Tehnică, 1962.
13. Beskos, D.E., Anagnostopoulos, S.A., *Computer analysis design of earthquake resistant structures. Advances in earthquake engineering*, CMP, 1997.
14. Bergander, H., Kreissig, R., Gerlach, J., Knauer, U., *Standard formulation of elastic-plastic deformation laws*, Acta Mechanica, **91**,1992.
15. Bove, A., *Introduzione ai programmi di calcolo Structurale*. Dario - Flaccovio Editore, 1993.
16. Budescu, M., *Contribuţii privind izolarea seismică a structurilor. Teză de dizertaţie*, I.P. Iaşi, 1984.
17. Capra, A., Davidovici, V., *Calculul dinamique des structures en zone sismique*. Eyrolles, 1980.
18. Chopra, A.K., *Dynamics of structures*. Pretince Hall, 1995.
19. Cismigiu, Al., *După 4 martie 1977*, Rev. Arhitectura, *4*,1977.
20. Clough, R.W., Penzien, J., *Dynamics of Structures*. M.Graw Hills Book Co., 1993.
21. Constantinescu, L., Mîrza, V., *A computer - compiled and computer oriented catalog of Romanian Earthqakes during a Millenium 984 - 1979*. Rev. Roum. de Geot. Geol. Geoph., Tom **24**, 2, 1980.
22. Constantinescu, L., Enescu, R., *Cutremurele din Vrancea*. Edit. Academiei Române, 1985.
23. Constantinescu, P., Moldoveanu, T., Ştefănescu, D. Vajda, V., Visarion, M., - *Geofizica inginerească*, Edit. Tehnică, 1979.
24. Constantinou, M.C., *Seismic Izolation Systems. Introduction and Overview Proces of Seminar Passive and Active Structural Control in Civil Eng. Italy*. Udine. 1993.
25. Cornea, I., Mărmureanu, Gh., Oncescu, M., Bălan, F., *Introducere în mecanica fenomenelor seisemice şi inginerie seismică*. Edit. Academiei, 1978.
26. Cosenza, E., Faella, C., Piluso, V., *Effetto del Degrada Geometrica sul Coefficiente di Struttura IV Convegno Nazionale. in Ingeneria Seismica in Italia*, Milano. 1989.
27. Davidovici, V., *Genie Parasismique*. Anales de 12 Institute Technique du Batiment et du Traveaux Publics, 1986.
28. De Luca, A., Mazzolani, F.M., Mele, Elena, *Test Results on Natural Rubber and Policloropren Device for Investigating the Effects of Axial Loads*. International Meeting on Earthquak Protection on Building - Ancona June 6/8/91.
29. De Sivo, B., *Manuale del Recupero delle Antiche Techniche Construttive Napoletane*. CUE Napoli, 1993.
30. Dieterle, R., Bachmann, H., *Versuche über den Einfluss der Rissbildung auf die dynamische Eigenschaften von Leichtbeton und Betonbalken*, Verlag, 1979.
31. Dimoiu, I., *Caracteristici dinamice la structuri avariate*. Conf. Nat. Proiec. struct. în zon seismice, Iaşi, 1983.
32. Dimoiu, I., *Inginerie seismică. Aplicaţii*. Edit. Mirton, Timişoara, 1996.
33. Dimoiu, I., *On the seismic responce of a swelling house*. Proc. New requirements for structure and their reliability, Praga, 1994.
34. Dimoiu, I., *Reevaluation on seismic bearing capacity of steel structures on industrial plants*. First International workshop and seminar STESSA/94 Timişoara.
35. Dimoiu, I., Botici, Al., *On the seismical behaviour of two building models with suspended stories*. First International workshop and seminar STESSA/94, Timişoara.
36. Dimoiu, I., Buchman, I., *On the bearing structure of village houses and their seismic response*. Proc. New requirements for structures and their reliability, 1994 , Praga.
37. Dimoiu, I., Dan, S., *On the ductility of two welded steel beaqm column connections*. First International workshop and SeminarTESSA/94, Timişoara.
38. Dimoiu, I., Grama, A., *Cercetarea comportării seismice a unei macarale portuare*. A VII -a Conf. Constr. Met. , 1994, Timişoara.
39. Dimoiu, I., Ivan, M., *Influence of distributed inertial mass and stress state on the seismic response*. First International workshop and Seminar STESSA/94, Timişoara.
40. Dimoiu, I., Marin, M., *Consolidamento di chiese danneggiale da eventi seismici*. Proc. Convegno Int. Il recupero degli edifici antichi., Napoli, 1993.
41. Dowrich, D.J., *Earthquake desistant design*, John Wiley and Sons, 1987.
42. Faella, C., Piluso, V., Rizzano, G., *Connection Influence on Seismic Behaviour of Steel Frames*. In International work shop and Seminar on Behaviour Steel Structures in Seismic Areas. STESSA 94 Timişoara, 1994.
43. Fleşeriu, I., Dimoiu, I., *Calculul în domeniul plastic al cadrelor din oţel solicitate la încovoiere din încercări statice*. Bul. Şt. Tehn. IPR., *1*/1973.
44. Hangan, Sanda, Crainic, L., *Concepte şi metode energetice în dinamica construcţiilor*. Edit. Academiei,. 1980.
45. Haritonov, A.V., *Seismostoikae strotelstva na vecinomerzlich gruntah*. Stroilzdat, 1980.
46. Hart, C.G., Hircher, A.Ch., Romstad M.K. Tentative General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolate of Structures. Apendix I.L.
47. Ifrim, M., *Dinamica structurilor şi Inginerie seismică*.. Edit. Didactică .şi Pedagogică., 1984.
48. Ivan, M., Botici. A., ş.a., *Statica, stabilitatea şi dinamica construcţiilor*. Edit. Didactică şi Pedagogică, 1997.
49. Jaspart, J.P., *Etude de la semi- rigidite des neuds poutre - collonne et son influence sur la resistance et la stabilite des ossatures en acier*. These de doctorat. Univ. de Liege, 1991.
50. Kato, B., *Development and Design of Seismic Resistant Steel Structures in Japan*. First International Workshop and Seminar on Behaviour of Steel Structures in Seismic Area, Timişoara, 1994.
51. Kato, B., *Seismic Design of Steel Buildings in Japan*. Transaction of the Arch. Inst. of Japan,1992.
52. Kawashima, K.,Nakano, M., Nishikawa, K.,Fukui, J., Tamura, K., Unjoh, S., *The 1996 seismic design specifications of highway bridges*, Proc. of 29th Joint meeting of US – Japan, UJNR, 1997.
53. Kelly, J.M., Koh, C.G., *A simplified model for elastomeric isolation bearings*, Proc. 25th Annual Tech. Meet. Soc. of Eng. Sc., 1988.

22 lei

Dr. ing. *Dimoiu Iuliu*, profesor universitar, a absolvit Facultatea de Construcții și este licențiat în matematici. Activează în cadrul departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor a Facultății de Construcții din Universitatea Politehnica Timișoara, ca titular al disciplinei de inginerie seismică. Interesul său științific îl constituie proiectarea optimală și reproiectarea construcțiilor în zonele seismice. S-a făcut cunoscut prin publicarea de manuale, culegeri de probleme, numeroase articole în reviste și publicații de specialitate. A participat cu lucrări la manifestări științifice din domeniul construcțiilor în țară și străinătate.

ISBN 973-27-0708-9